

Validazione dei progetti strutturali secondo il capitolo 10 delle NTC08

Prof. Ing. Aurelio Gherzi, Università di Catania

SAIE, Bologna
29 ottobre 2010

Il capitolo 10 delle NTC08

“Le norme di cui al cap. 10, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli uffici preposti nonché per la loro verifica e validazione”

Circolare 2/2/2009, punto C10

Per il progettista:

- come organizzare e presentare la relazione

Per chi controlla:

- cosa pretendere dal progettista
- in che modo e che cosa controllare

Capitolo 10.1 - Caratteristiche generali

10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti. ~~L'opera, inoltre, deve essere progettata e costruita in modo da realizzare.~~
Restano esclusi i piani operativi.

Il progetto deve comprendere i seguenti contenuti:

- Relazione di calcolo strutturale, con analisi e verifica generali di analisi e verifica;
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari;
- Piano di manutenzione della struttura;
- Relazione sui risultati sperimentali e sulla realizzazione dell'opera.

Obiettivo delle relazioni di calcolo:

- Facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli
- Consentire elaborazioni indipendenti (per controllo)

dei criteri

necessarie

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà **controllare** l'affidabilità dei codici utilizzati e **verificare** l'attendibilità dei risultati ottenuti, **curando** nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipologia
- Obiettivi
- Affidabilità
- Verifiche
- Metodologia
- Inquadramento

Cosa deve fare il progettista?

- Controllare l'affidabilità dei codici utilizzati
- Verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti
- Curare che la presentazione dei risultati sia tale da garantirne leggibilità, corretta interpretazione, riproducibilità

- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Obiettivi fondamentali

Per il progettista:

- Comprendere il comportamento della struttura
 - controllare che sia corrispondente a quello che si aspetta
 - cercare di migliorarlo per quanto possibile
- Spiegare qual è il comportamento della struttura
 - preparare una relazione semplice e sintetica che spieghi in che modo è arrivato a questa convinzione
- Consentire controlli specifici di dettaglio
 - organizzare il materiale che si fornisce in modo che possa essere effettivamente usato

Obiettivi fondamentali

Per chi controlla:

- Capire se il progettista ha veramente meditato e cercato di comprendere qual è il comportamento della struttura
- Esaminare il comportamento globale della struttura
 - controllare se i dati sintetici riportati dal progettista mostrano effettivamente il comportamento da lui indicato
- Scendere nel dettaglio solo quando necessario
 - fare controlli per fugare dubbi emersi dall'esame del comportamento globale
 - fare eventualmente qualche controllo a campione

Come si esprime il giudizio?

- Il controllo non è un fatto formale
- Esprimere un giudizio richiede il raggiungimento di una convinzione profonda
- Non ha assolutamente senso:
 - che un programma giudichi se stesso (preparando automaticamente una relazione)
 - usare un altro programma per esprimere automaticamente un giudizio di validazione di un progetto

I programmi possono essere utili per mettere in evidenza problemi ("programmi esperti") ma le loro indicazioni possono essere solo strumenti per raggiungere una convinzione

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della struttura

- individuazione degli elementi principali
 - analisi della loro distribuzione in pianta
 - giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale
 - analisi della loro distribuzione in altezza
- individuazione di possibili debolezze o irregolarità
 - l'impalcato è compatto e rigido?
 - le fondazioni sono adeguate?
 - gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?

Passi nella formulazione di un giudizio

2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

Esame del modello strutturale:

per valutare se è adeguato e quali problemi potrebbe presentare

Esame del tipo di analisi:

per valutare se è adeguato

- Analisi lineare - statica
- Analisi lineare - modale
- Analisi statica non lineare

Passi nella formulazione di un giudizio

3. Previsione numerica del comportamento

- stima delle masse
- stima del periodo fondamentale
- valutazione di forze con analisi statica
- ripartizione delle forze tra gli elementi verticali
- previsione di taglio e momento nei pilastri (o pareti)
- previsione del momento nelle travi
- previsione degli spostamenti
- stima dell'effetto di
 - eccentricità accidentale
 - contemporanea presenza delle due componenti del sisma

Passi nella formulazione di un giudizio

4. Esame dei risultati del calcolo

- non guardare assolutamente
 - risultati delle singole combinazioni di carico (non ci possono dire niente)
- guardare
 - risultati di schemi di carico base (pochi schemi)
 - inviluppo complessivo di tutte le combinazioni
- dagli schemi base
 - comprendere il comportamento e giudicare se è corrispondente a quello aspettato dall'esame visivo
 - basare il giudizio innanzitutto sugli spostamenti globali (solo uno sguardo a campione ai diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione)
- l'inviluppo serve dopo (per le armature delle travi)

Passi nella formulazione di un giudizio

5. Esame delle armature (nel caso di strutture in c.a.)

- travi
 - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
 - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
 - guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
 - i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali ?
quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

Passi nella formulazione di un giudizio

5. Esame delle armature

... segue

- pilastri
 - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
 - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
 - grande attenzione ai pilastri corti
 - controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi

per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:

dimensione maggiore del pilastro \geq altezza della trave

armatura totale sui due lati corti del pilastro \geq armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;

l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

Passi nella formulazione di un giudizio

5. Esame delle armature

... segue

- pareti
 - hanno problematiche specifiche
- nodi trave-pilastro
 - deve essere presente una buona staffatura nel nodo
 - i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura
- impalcati
 - di solito basta una rete
 - attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato
- fondazioni
 - attenzione nel caso di edifici con pareti

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione numerica del comportamento
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsor
 1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

Carpenteria e fondazione

- Esaminare l'orditura dei solai, la posizione di travi e pilastri (ed anche la fondazione)
- La struttura deve essere idonea a portare
 - i carichi verticali
 - le azioni orizzontali equivalenti al sisma
- La fondazione deve essere idonea a evitare
 - cedimenti verticali
 - spostamenti relativi del piede dei pilastri

Obiettivi generali

La struttura dovrebbe essere il più regolare possibile

In particolare, la struttura deve essere regolare sia in pianta che in altezza

La normativa fornisce indicazioni, che però non sempre sono significative

I problemi legati alla regolarità sono tanti

Occorrerebbe individuare prima i problemi e poi, in base a questi, definire la regolarità

Regolarità in pianta

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e quasi non utilizzati

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%
- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm 20\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

Obiettivi generali

La struttura dovrebbe essere il più regolare possibile

Esaminare se è stata divisa in blocchi staticamente separati da giunti

Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi con conseguente:

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidzze

Anche la soletta rampante può dare problemi

Edifici con pareti o nuclei in c.a.

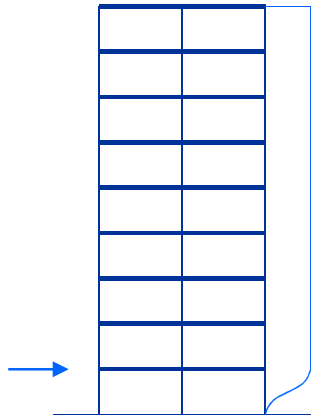
Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
 - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

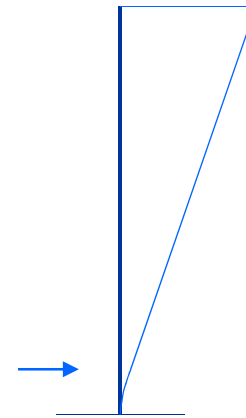
Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori
provocano grossi spostamenti ...

... ma gli spostamenti non
aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti, oppure
telaio con travi a spessore)

Forze applicate ai piani inferiori
provocano piccoli spostamenti ...

... ma gli spostamenti aumentano
di molto ai piani superiori

Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
 - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali che azioni orizzontali

Esaminare separatamente:

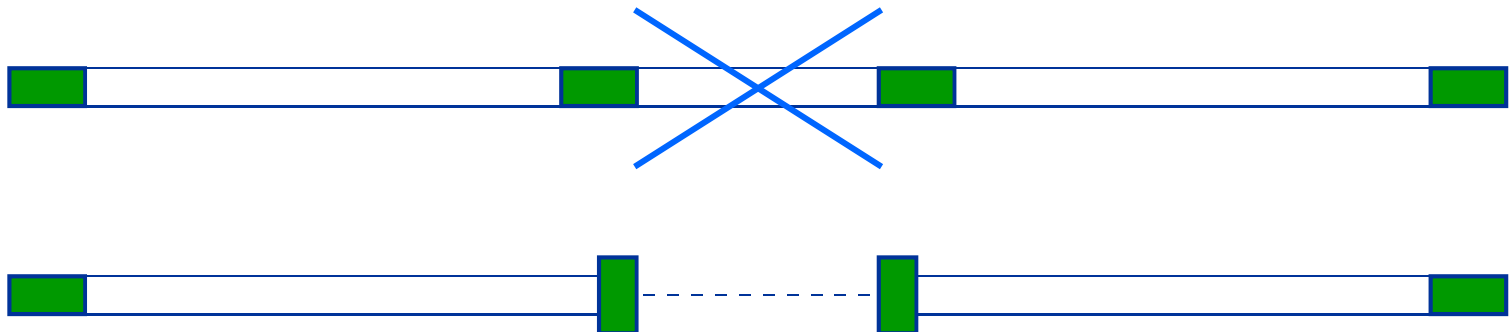
1. La carpenteria per quanto riguarda il modo in cui porta i carichi verticali
2. La carpenteria per quanto riguarda il suo comportamento nei confronti di azioni orizzontali

Edifici a struttura intelaiata

Stare attenti a:

- Luci di sbalzi, solai e travi molto forti e non uniformi

In particolare, sono da evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



Edifici a struttura intelaiata

Stare attenti a:

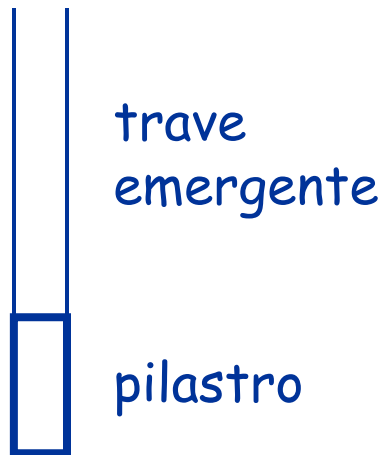
- Luci di sbalzi, solai e travi molto forti e non uniformi

In particolare, sono da evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni

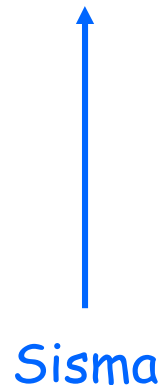
- Forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



La resistenza all'azione
sismica è affidata
ai pilastri allungati nella
direzione del sisma
ed accoppiati a travi
emergenti

Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

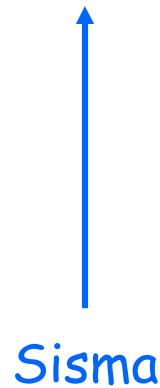
In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



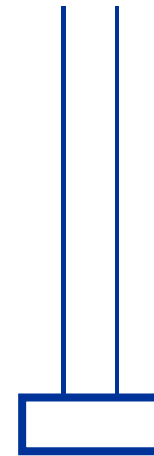
Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



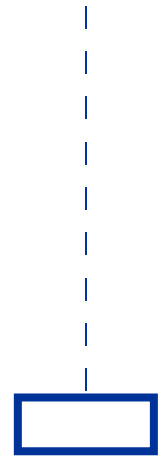
Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano



Sisma



I pilastri con inerzia
minima danno contributo
in prima approssimazione
trascurabile



Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

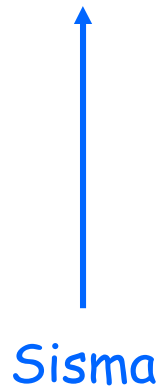
In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



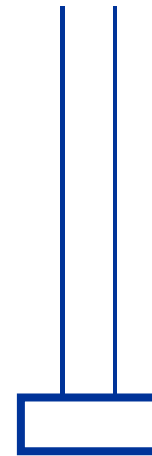
Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano



Sisma



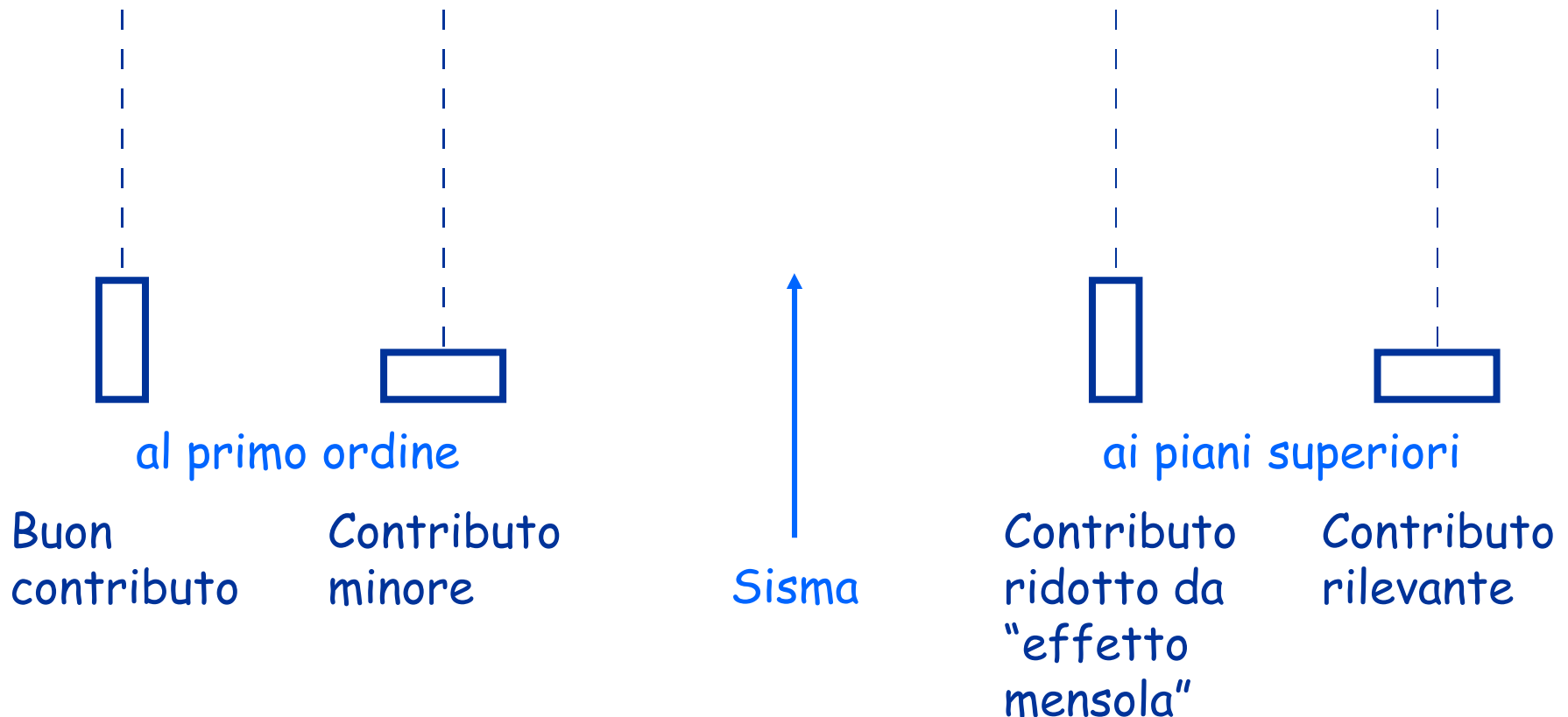
Elemento con
rigidezza
limitata a
tutti i piani



Elemento con
rigidezza
trascurabile
a tutti i piani

Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

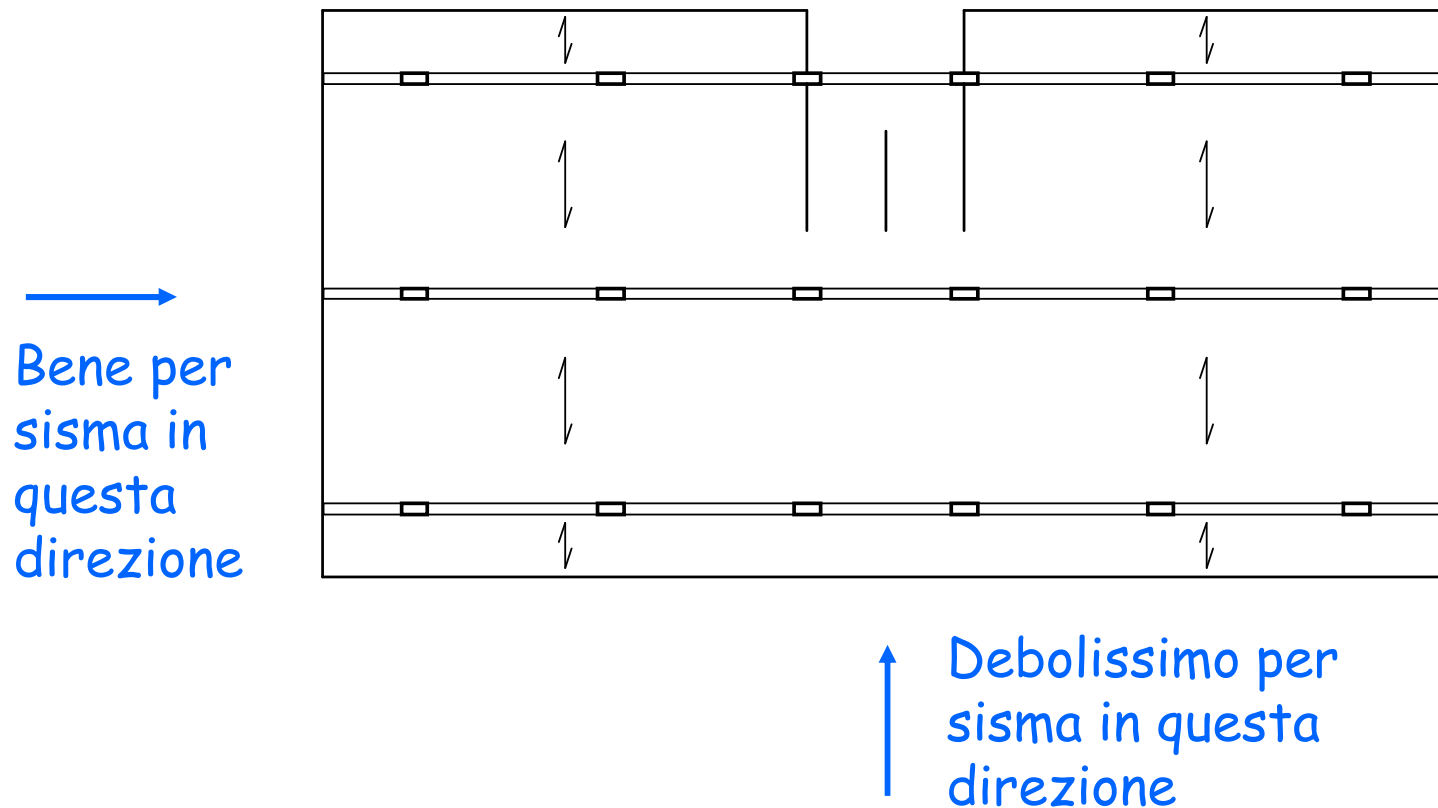
Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento
dei pilastri è un po' diverso



Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

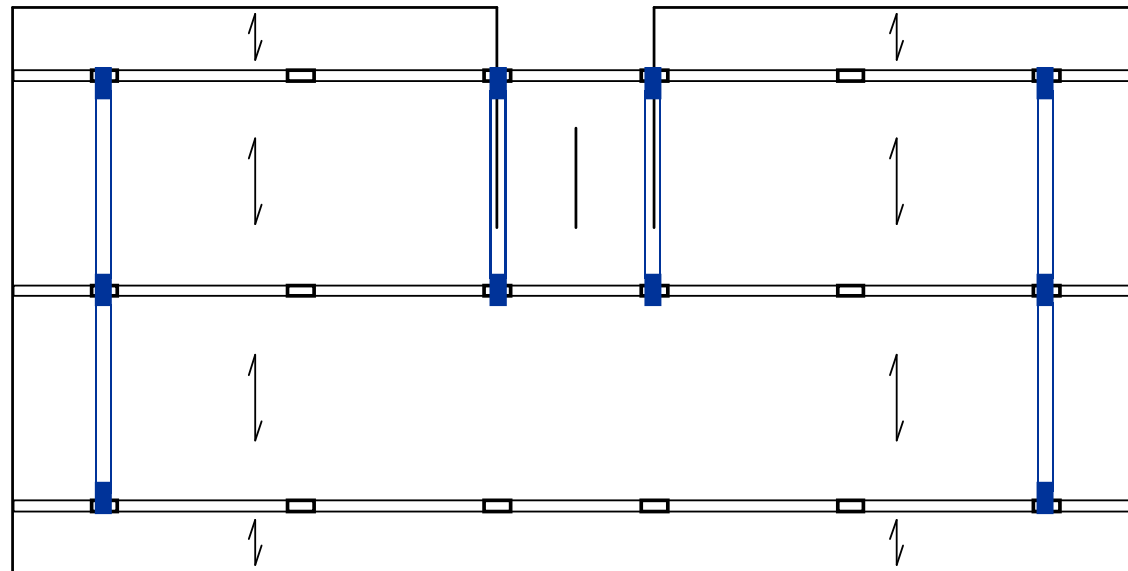
Carpenteria pensata per soli carichi verticali:



Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Carpenteria pensata anche per azioni orizzontali:



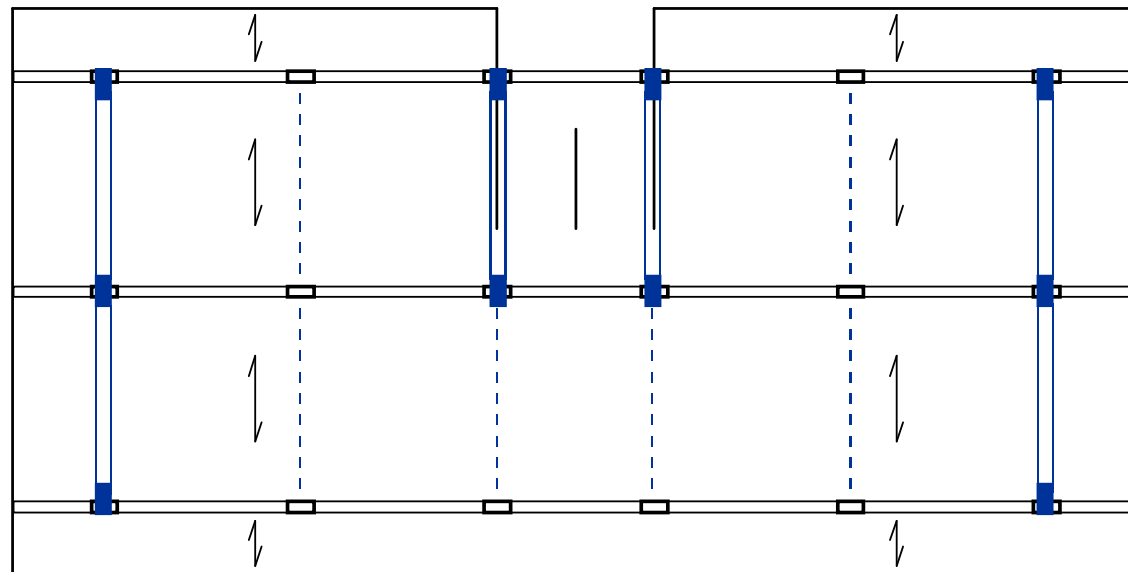
Sono stati girati un
certo numero di pilastri

Sono state aggiunte travi
emergenti per renderli efficaci

Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

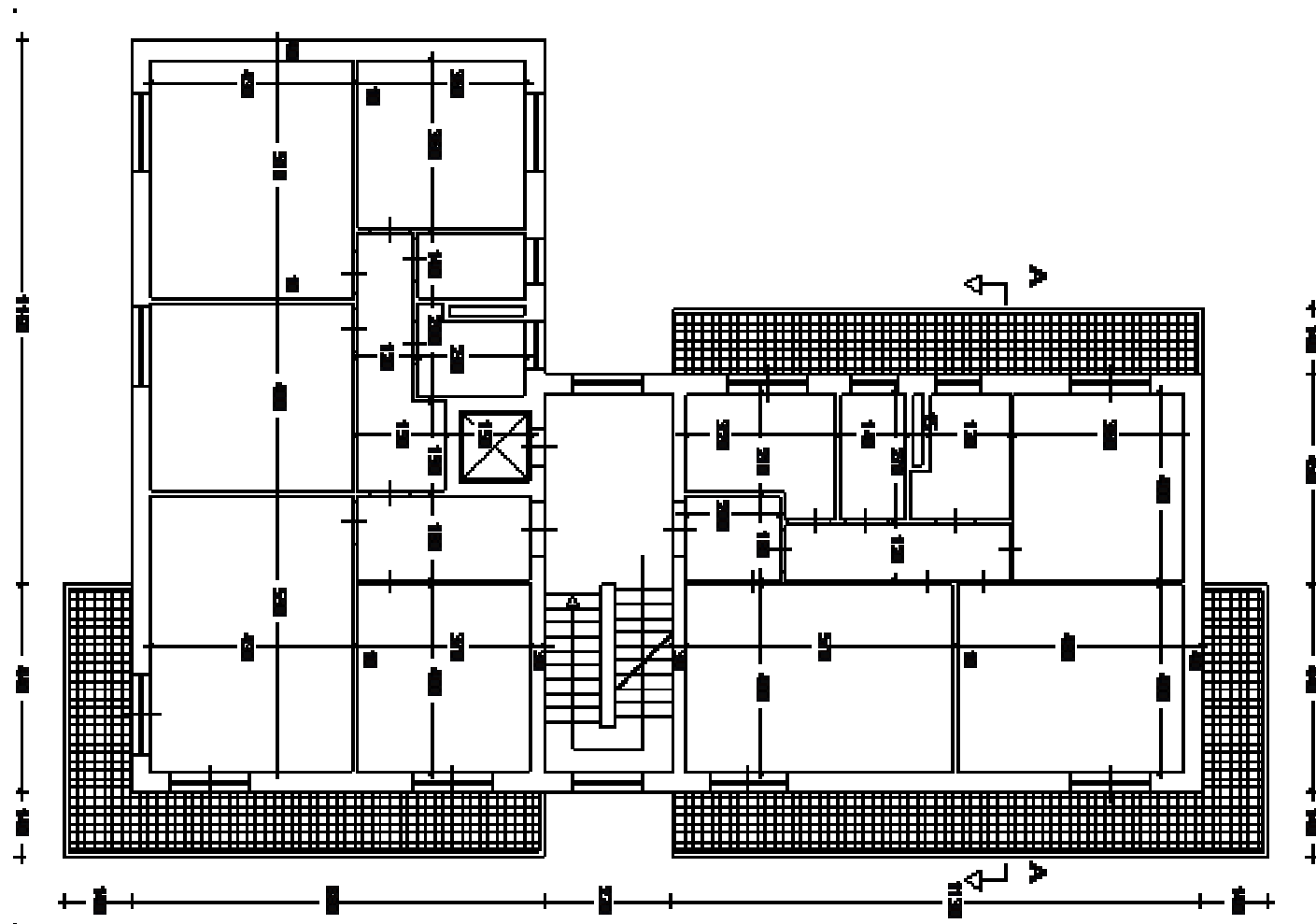
Carpenteria pensata anche per azioni orizzontali:



Sono state aggiungere anche altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

Esempio

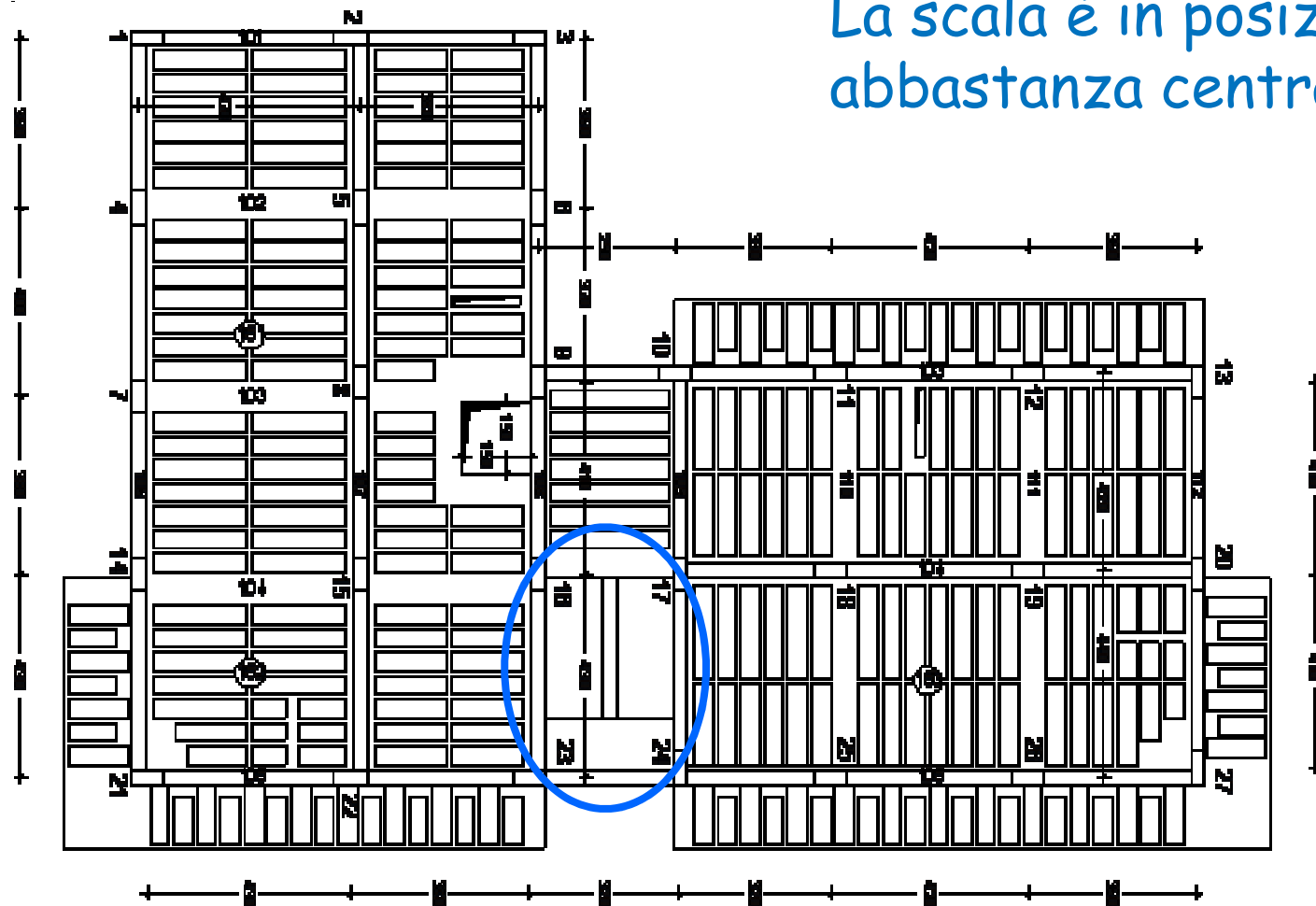
Piano tipo



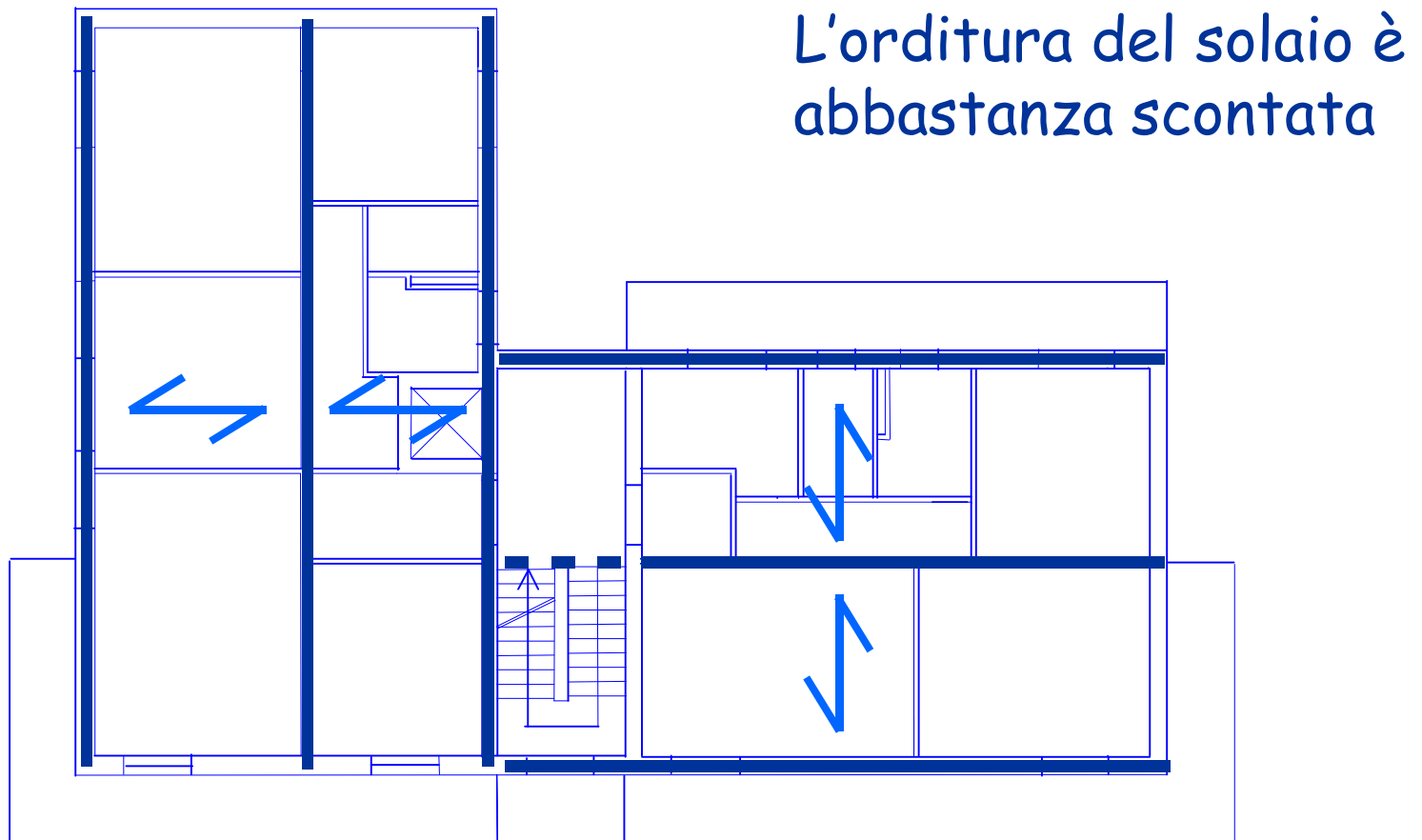
Esempio

Carpenteria del piano tipo

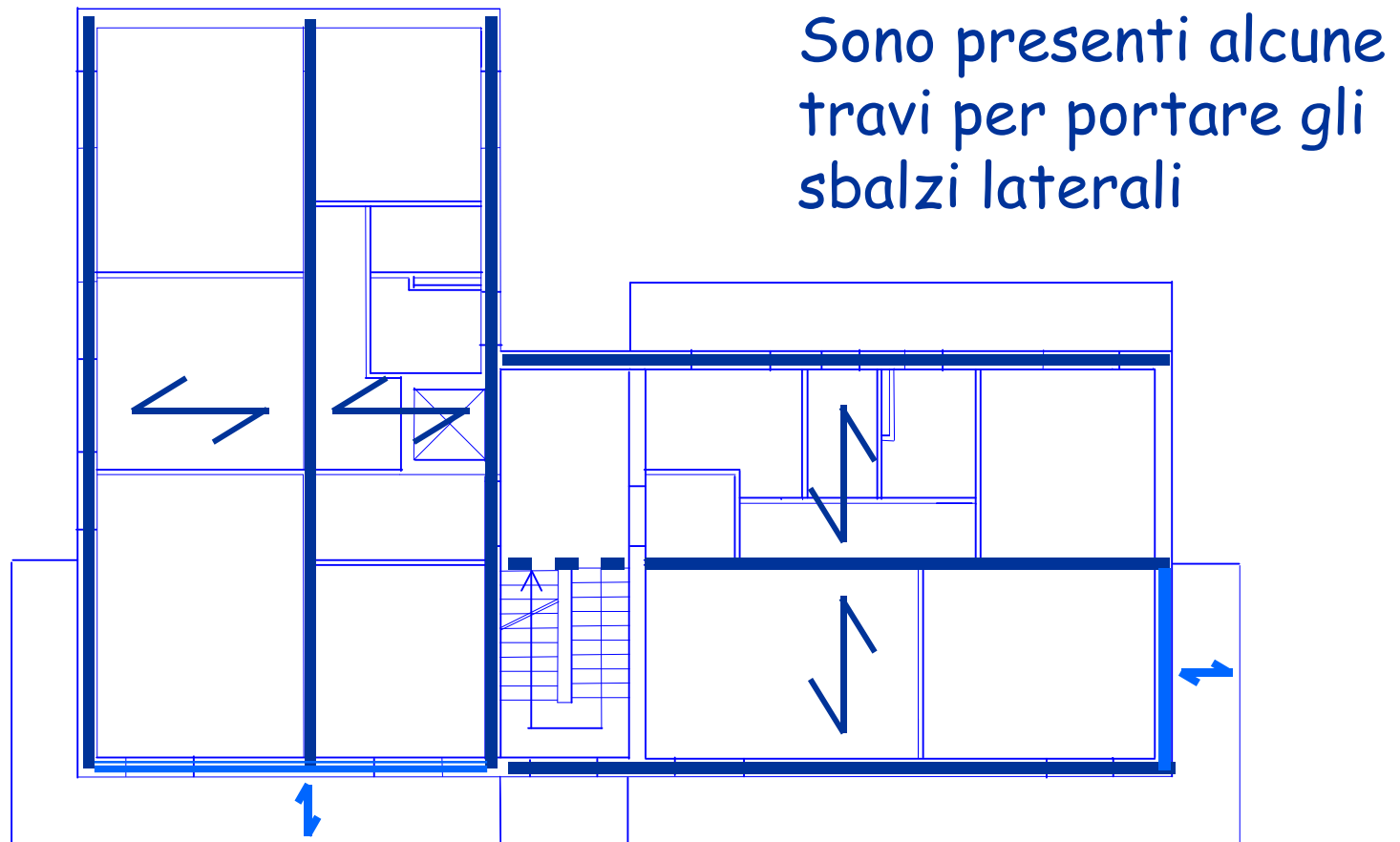
La scala è in posizione abbastanza centrale



Esame della carpenteria per quanto riguarda i carichi verticali



Esame della carpenteria per quanto riguarda i carichi verticali



Esame della carpenteria per quanto riguarda le azioni orizzontali



Controllo qualitativo delle dimensioni

- Solaio: spessore 22 cm
 - luce massima circa 5.00 m
 - struttura con numerose travi emergenti
 - non ci sono travi a spessore lunghe e molto caricate



lo spessore va bene

- Se tutte le travi fossero state tutte a spessore
 - lo spessore doveva essere almeno a 28 cm

Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:

1. È bene che la sezione del primo ordine abbia una tensione media N/A_c non superiore a:

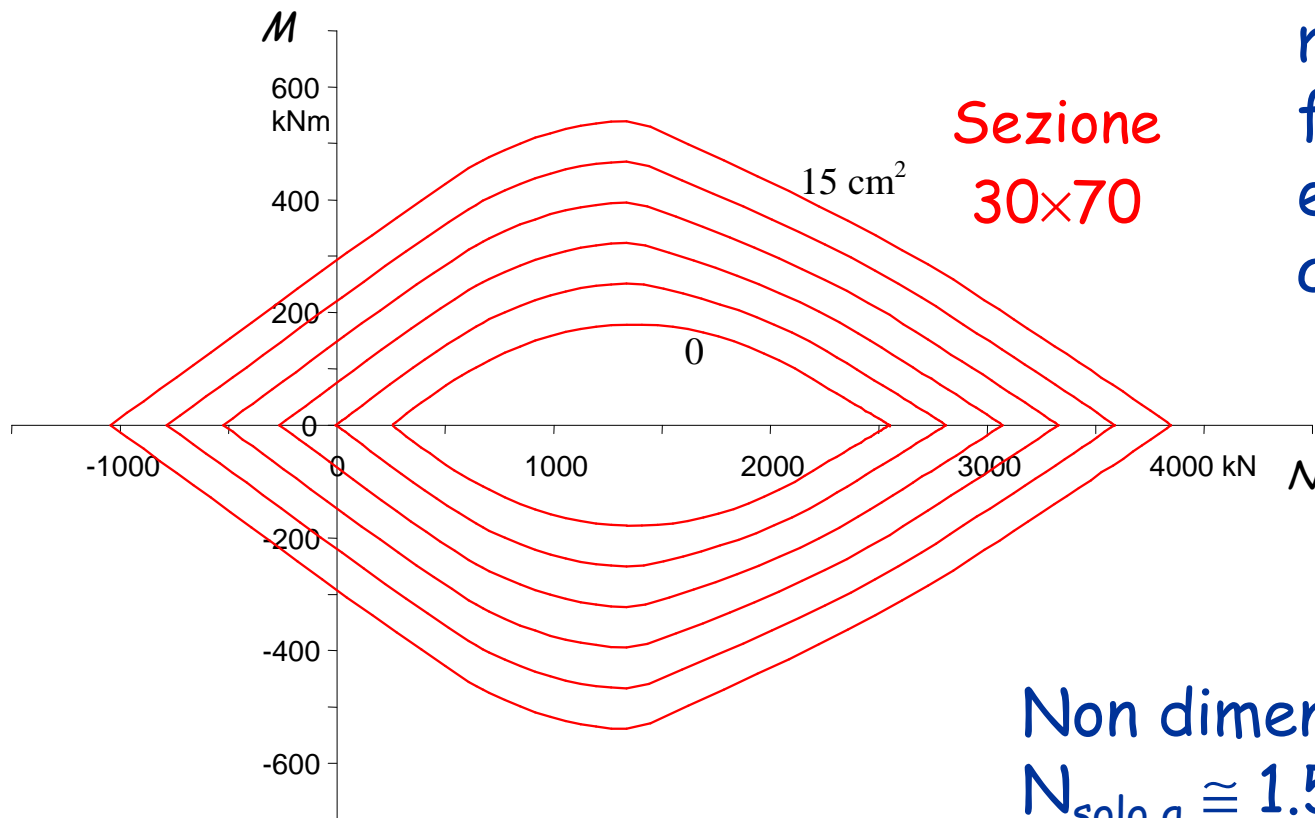
↙ in presenza di sisma

$0.3-0.4 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

meno di $0.3 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti più elevati

Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:



Sezione
30×70

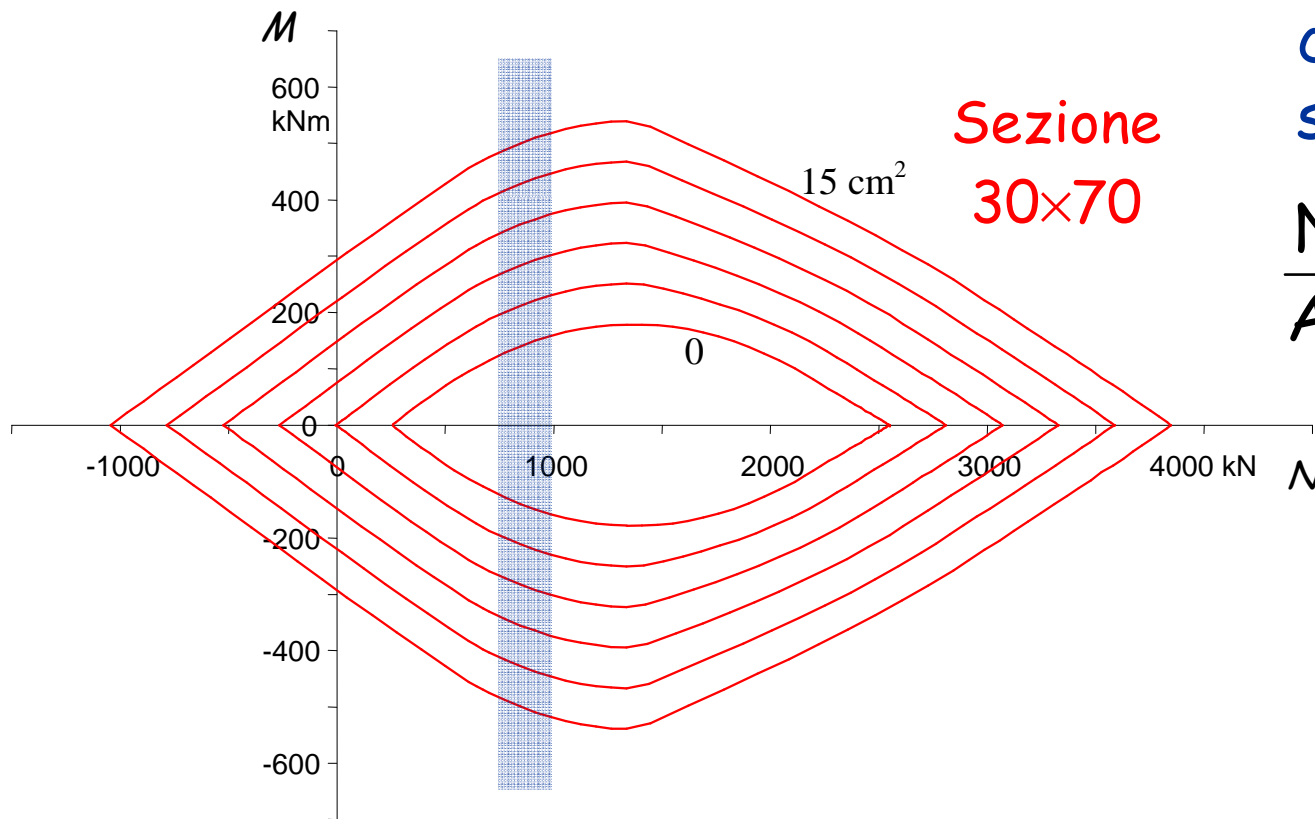
Il massimo
momento
flettente può
essere portato
quando:

$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$$

Non dimenticare che
 $N_{\text{solo } q} \cong 1.5 N_{q+\text{sisma}}$

Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:



Sezione
30×70

È opportuno
che nella
sezione sia:

$$\frac{N}{A_c} \leq 0.3 \div 0.4 f_{cd}$$

Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:

2. È bene usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:

3. È bene ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Controllo qualitativo delle dimensioni

- Pilastri: tutti 30x70 (a tutti i piani)
 - sforzo normale al piede che v  da 380 kN a 1050 kN
 - tensione media pari al massimo a circa $0.35 f_{cd}$
 -   usata un'unica sezione



va bene

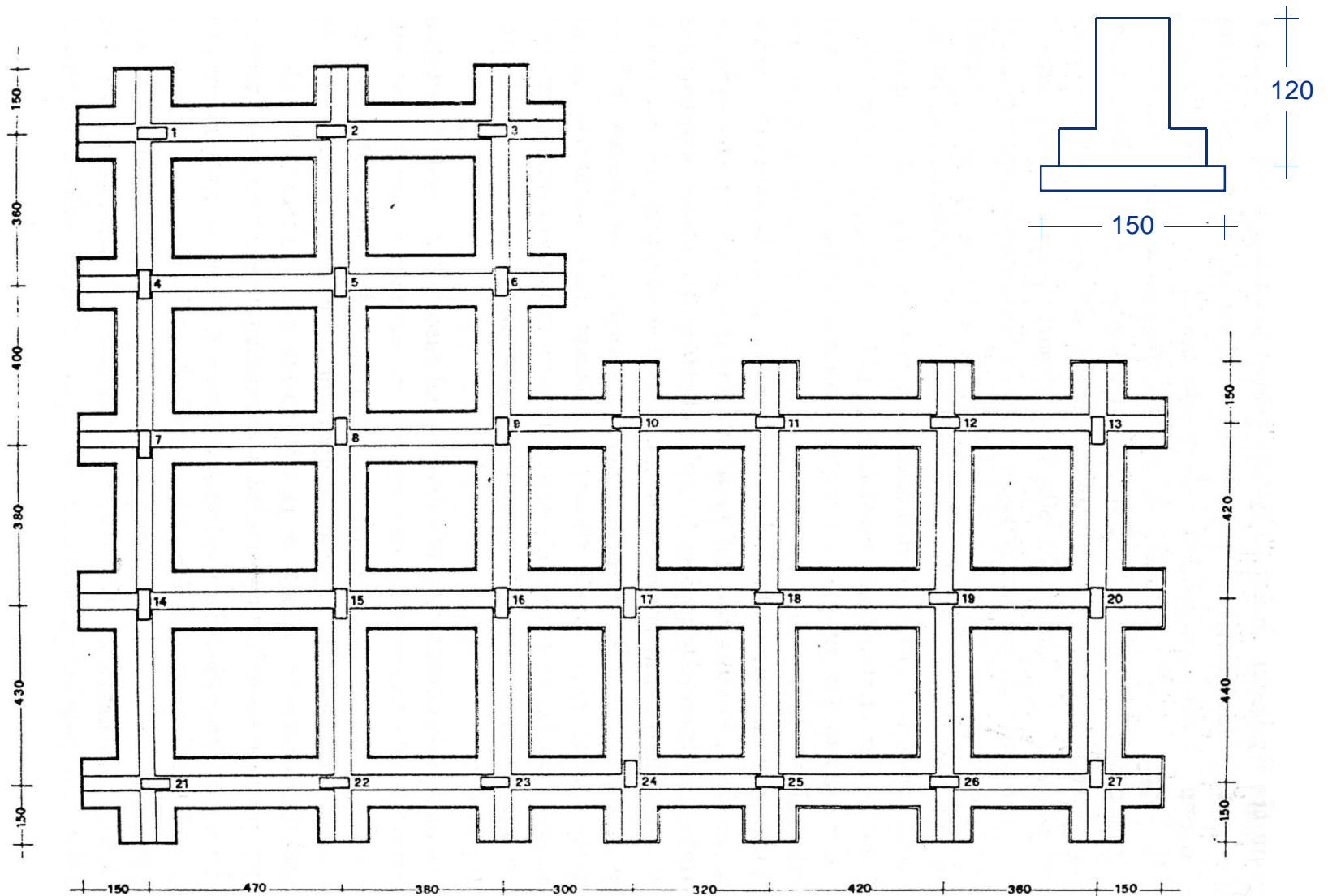
Controllo qualitativo delle dimensioni

- Travi emergenti:
30x60 ai quattro impalcati inferiori
30x50 al quinto impalcato
 - le travi sono poco più piccole dei pilastri
 - variazione minima tra i diversi piani



la sezione andrebbe controllata
ma a occhio sembra poter andare bene

Pianta delle fondazioni



Giudizio qualitativo

- La struttura sembra sostanzialmente regolare
 - luci modeste e non molto diverse tra loro
 - pianta e carpenteria sostanzialmente uguali a tutti i piani
 - sezioni accettabili
 - rigidezza uniforme nelle due direzioni
 - pilastri perimetrali che danno una buona rigidezza torsionale
 - forse è debole il lato destro

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsor
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

Modello strutturale

“Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza”.

La scelta del modello è un aspetto fondamentale

(l'argomento è molto ampio e richiederebbe una trattazione separata; mi limito ad accennare alcuni aspetti)

Modello strutturale

Esame del modello strutturale
per valutare se è adeguato e quali problemi
potrebbe presentare

- elementi previsti
 - solo elementi monodimensionali ?
nessun problema particolare
 - aggiunta di offset o tratti rigidi ?
un po' di attenzione
 - anche elementi bidimensionali ?
possono esserci grossi problemi

Modello strutturale

Esame del modello strutturale

- impalcato
 - vincolo mutuo tra i nodi ?
bene (se orizzontale e se forma e rigidezza sono adeguate)
 - deformabile, modellato con elementi bidimensionali, oppure nessun vincolo ?
possono esserci grossi problemi di affidabilità e problemi nella valutazione dell'importanza dei modi
 - attenzione a:
impalcato inclinati
impalcato sfalsati di poco

Modello strutturale

Esame del modello strutturale

- fondazioni
 - modello incastrato al piede ?
va bene se le fondazioni sono adeguatamente rigide
 - modello con reticolo di travi alla Winkler, o simili ?
va bene, ma attenzione ai parametri geotecnici
(meglio usare un criterio di fascia)
- elementi non strutturali
 - non considerati ?
va bene se ben distribuiti e non estremamente rigidi
 - inclusi nel modello ?
attenzione alla modellazione
(meglio usare un criterio di fascia)

Tipo di analisi

- Analisi lineare - statica
 - oggi meno usata
 - va bene se la struttura è bilanciata (ruota poco) ed il periodo fondamentale non troppo alto
- Analisi lineare - modale
 - analisi standard
 - va sempre bene, ma a volte è meno facile giudicarne i risultati
- Analisi statica non lineare
 - può essere importante per analizzare edifici esistenti
 - deve essere interrotta al raggiungimento di rotture fragili (che può avvenire quasi subito)

Comportamento reale di una struttura durante il sisma

- Il sisma è un'azione dinamica (il moto del suolo causa il movimento di tutte le parti della struttura)
- Durante un terremoto violento si supera il limite elastico dei materiali: il comportamento è quindi non lineare
- Una conoscenza "esatta" del comportamento durante il sisma dovrebbe essere cercata con una **analisi dinamica non lineare**:
 - Assegnare un accelerogramma
 - Integrare le equazioni del moto
 - Usare un modello della struttura non lineare

Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi - vedi NTC 08, punto 3.2.3.6 (almeno 3 \Rightarrow ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni \Rightarrow possibili errori

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

Modi approssimati per valutare la risposta al sisma

Effettuare una **analisi statica non lineare**

- Stimare gli spostamenti che la struttura avrà durante il terremoto
(ipotesi di uguaglianza - o relazione nota - tra spostamenti dinamici in campo elastico e in campo non lineare)
- Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti
(analisi pushover)
- Giudicare la struttura in base a quello che le accade per gli spostamenti da sisma stimati

Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

- Solo in casi particolari, se si vuole dimostrare che il superamento della resistenza in qualche sezione non porta comunque al collasso

Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

- Se la struttura non ha collasso fragile, l'analisi statica non lineare può essere indispensabile per tener conto correttamente della duttilità

Modi approssimati per valutare la risposta al sisma

Approccio tradizionale: *analisi lineare*

- Si assume che il comportamento dinamico non lineare della struttura sarà accettabile se essa è in grado di sopportare forze nettamente più piccole di quelle che subirebbe se rimanesse in campo elastico
- Le forze sono valutate mediante un coefficiente riduttivo q (fattore di struttura)
- Si giudicare la struttura in base alla resistenza delle sezioni alle sollecitazioni prodotte dalle forze così determinate

Analisi lineare

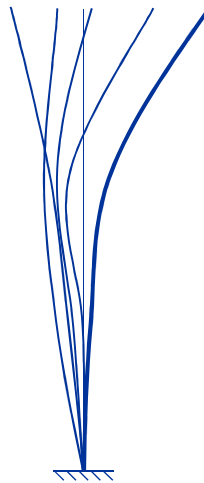
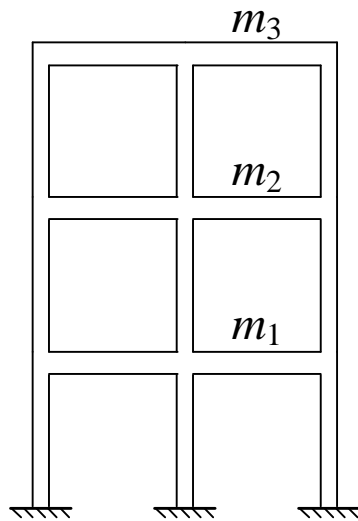
Le caratteristiche di sollecitazione possono essere determinate mediante **analisi modale** o **analisi statica**

- Oggi si usa sempre l'analisi modale
- In un gran numero di casi i risultati dell'analisi modale sono quasi gli stessi di quelli dell'analisi statica

Analisi modale

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...

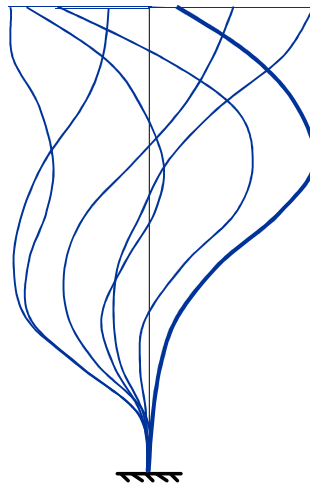
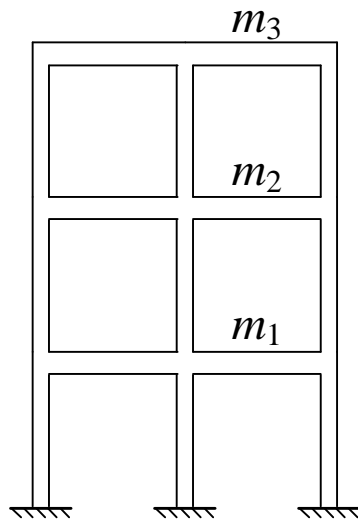


... la struttura si muove in maniera disordinata

Analisi modale

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...



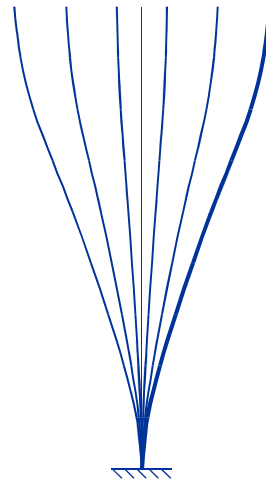
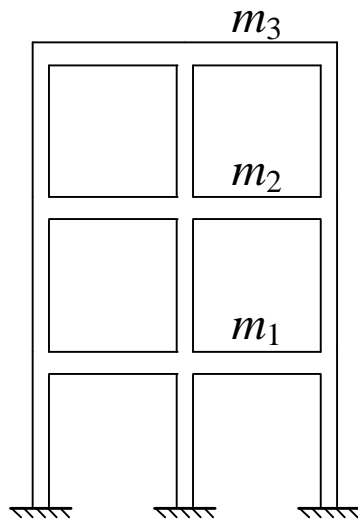
... la struttura si muove in maniera disordinata

altro esempio

Analisi modale

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



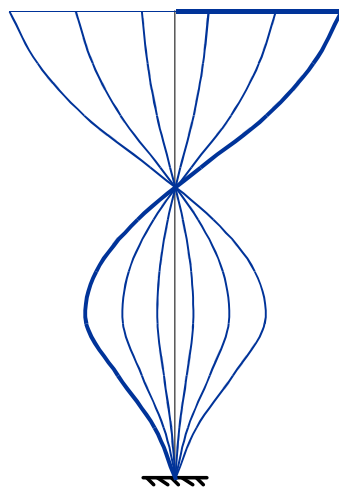
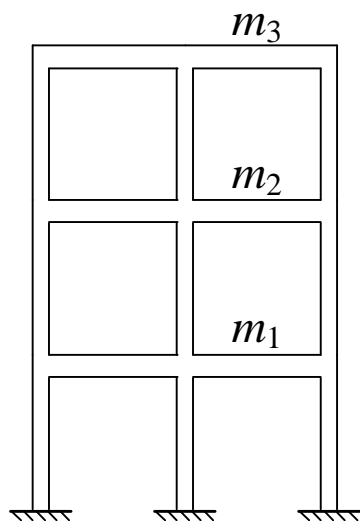
... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

T = periodo di oscillazione libera

Analisi modale

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



altro esempio

... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

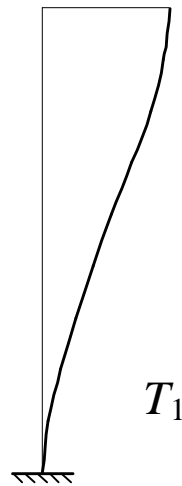
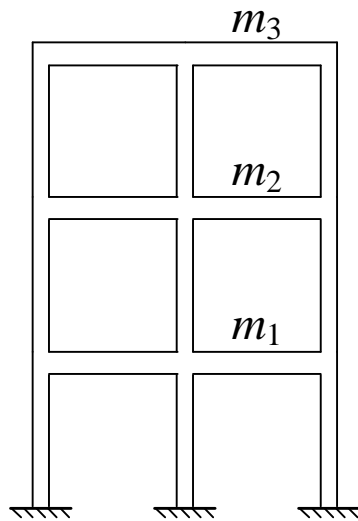
T = periodo di oscillazione libera

Breve
cenno

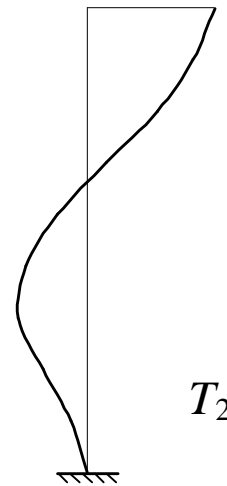
Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

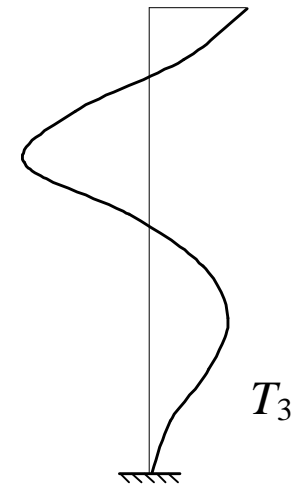
numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



Primo modo



Secondo modo



Terzo modo

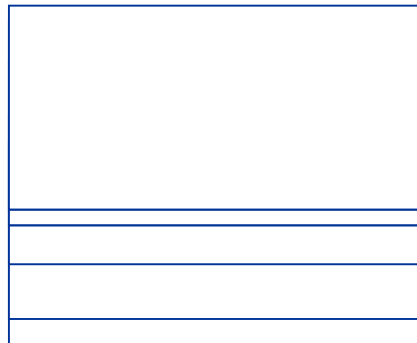
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione



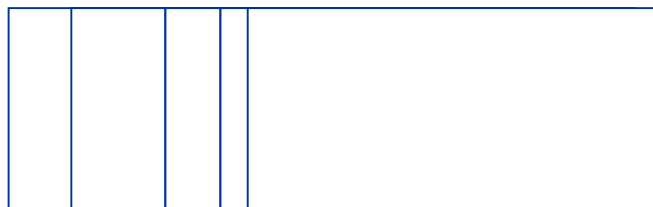
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione



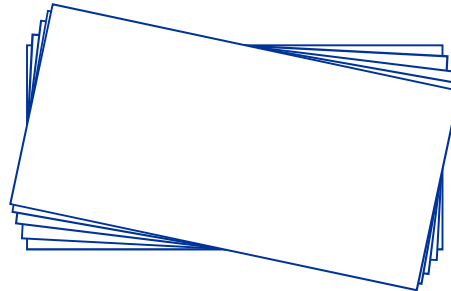
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione
- n modi di rotazione



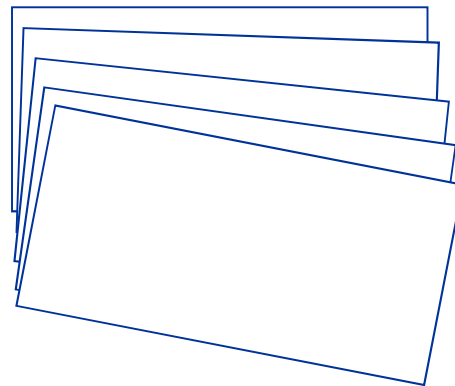
Breve
cenno

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta non ha assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono accoppiati



Breve
cenno

Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale

senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è
molto maggiore

Analisi modale con spettro di risposta

- La struttura che oscilla secondo uno dei suoi "modi" si comporta come un oscillatore semplice
- È possibile ricavare di conseguenza un insieme di forze e calcolare le sollecitazioni prodotte
- Il contributo di quel "modo" al moto complessivo della struttura è scalato mediante un coefficiente di partecipazione modale ϕ - in maniera più chiara - in funzione della massa partecipante
- La somma delle masse partecipanti di tutti i modi è pari alla massa totale della struttura
(per questo motivo si parla in genere di masse partecipanti come percentuale della massa totale)

Analisi modale con spettro di risposta

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .

. . . e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi con criteri statistici

- SRSS = radice quadrata della somma dei quadrati
- CQC = combinazione quadratica completa

- Attenzione: nel fare la combinazione si perde il segno (che può essere utile);
ma se c'è un modo prevalente si può assegnare a ciascun valore il segno che esso ha nel modo prevalente

Contributo dei singoli modi

Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Le forze sono tutte dello stesso verso

Gli altri modi hanno masse partecipanti via via minori. Essi danno forze discordi, che producono un effetto minore rispetto alla base

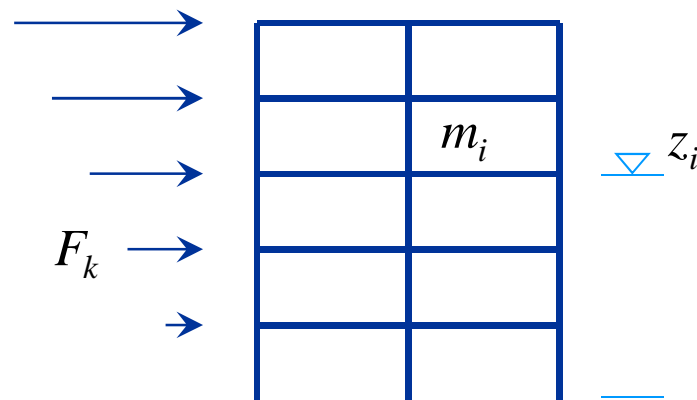
In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

- raggiungere una massa partecipante dell'85%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

Analisi statica

Consiste nel considerare un unico insieme di forze, che rappresentano (in modo semplificato) l'effetto del primo modo

$$F_k = m_k z_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1)$$



Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

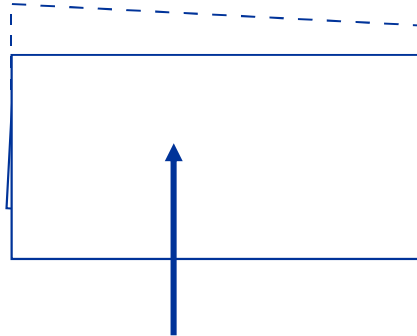
Le forze possono essere ridotte con $\lambda=0.85$ se l'edificio ha almeno 3 piani e periodo non troppo alto

Breve
cenno

Analisi statica o analisi modale?

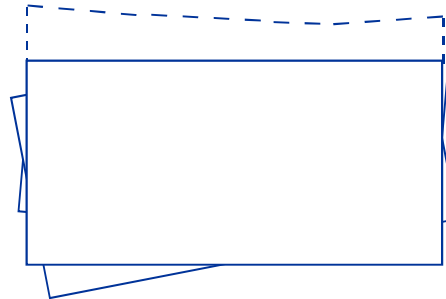
L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con
forti rotazioni,
non va bene

Analisi modale



modo 1

modo 2

inviluppo

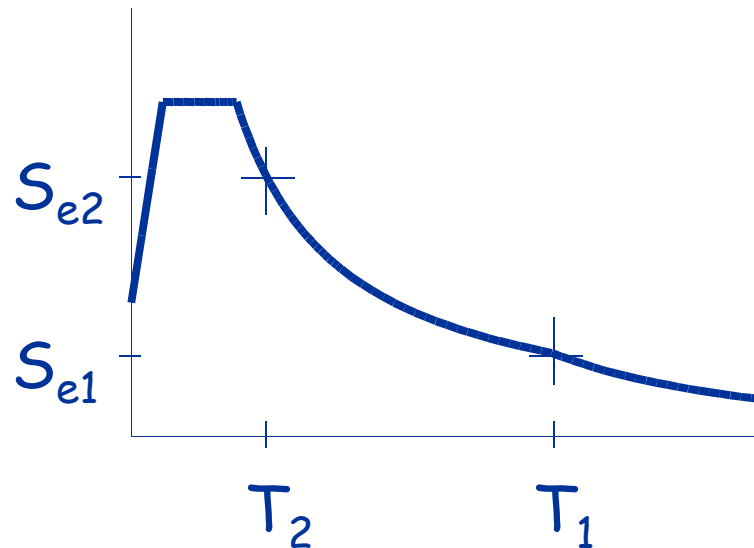
Breve
cenno

Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto

accelerazione
molto bassa,
non cautelativa



Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto
- la stima del periodo proprio sia affidabile
(o, meglio, corretta con la formula di Rayleigh)

L'uso del coefficiente riduttivo λ rende i risultati dell'analisi statica non particolarmente gravosi rispetto a quelli dell'analisi modale

Analisi statica o analisi modale?

La norma vieta l'uso dell'analisi statica se:

- il periodo proprio supera $2.5 T_c$
- la struttura è irregolare in altezza

Commento:

Il riferimento all'irregolarità in altezza non sembra coerente con gli studi teorici, che evidenziano l'importanza della regolarità in pianta

Breve
cenno

Analisi statica o analisi modale?

Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

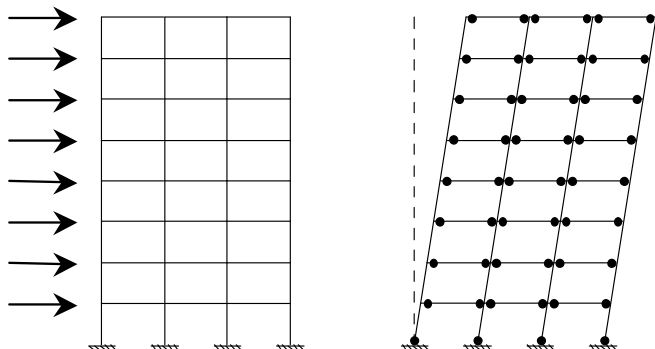
Breve
cenno

Analisi lineare con fattore di struttura q

- Si usa uno spettro di progetto con ordinate ridotte di q
- Questa riduzione tiene conto della duttilità complessiva della struttura, legata a:
 - Duttività locale (della sezione)
 - Comportamento globale (meccanismo di collasso)

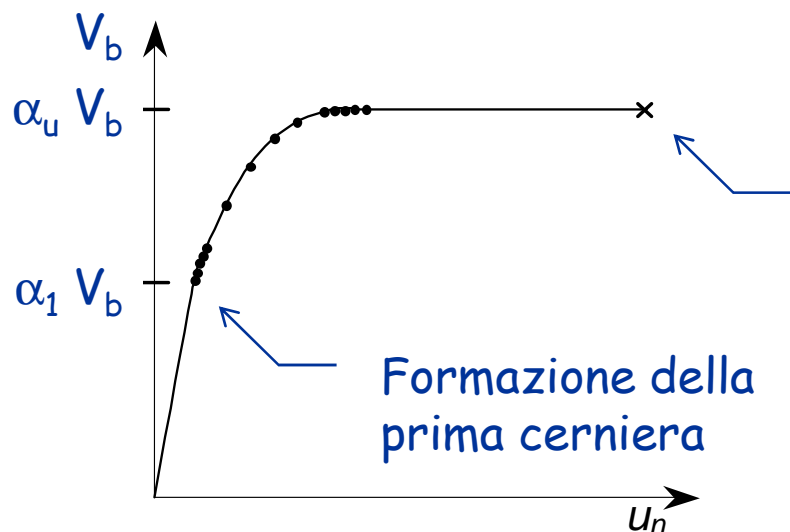
Breve
cenno

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza
da prima plasticizzazione a
collasso



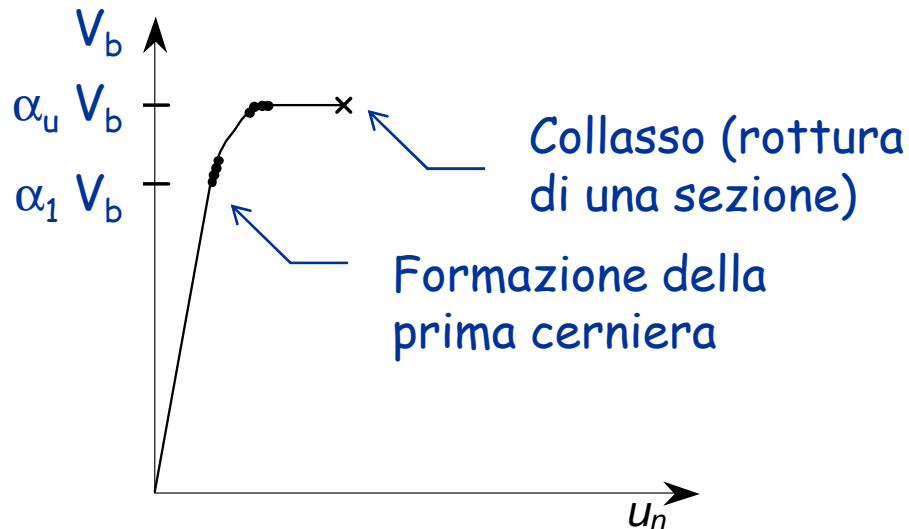
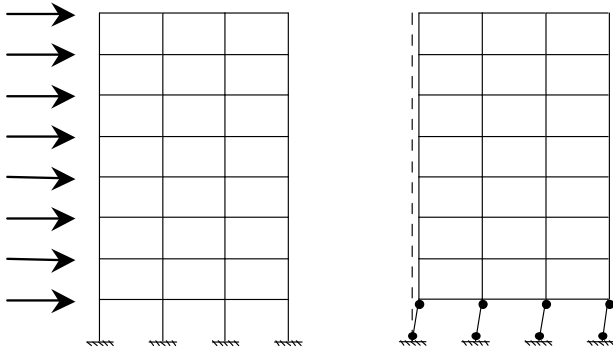
Collasso (rottura
di una sezione)

Forti spostamenti a collasso =
elevata duttilità globale

Modalità di collasso:
globale

Breve
cenno

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



In altri casi, invece:

Basso incremento della forza
da prima plasticizzazione a
collasso

Modesti spostamenti a
collasso = ridotta duttilità
globale

Modalità di collasso:
di piano

Analisi lineare con fattore di struttura q

- Si usa uno spettro di progetto con ordinate ridotte di q
- Questa riduzione tiene conto della duttilità complessiva della struttura, legata a:
 - Duttività locale (della sezione)
 - Comportamento globale (meccanismo di collasso)
- Occorre controllare che il valore di q sia coerente con la tipologia strutturale e soprattutto che il comportamento strutturale globale sia coerente con le previsioni

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione numerica del comportamento
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

1. Si valutano le masse in maniera approssimata
(con valori di riferimento di peso globale a m² di impalcato)
2. Si stima il periodo proprio della struttura
(con indicazioni di normativa o bibliografiche)
3. Si valutano le forze sismiche
(con formule per analisi statica)

Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

4. Si valuta il taglio nei singoli pilastri
(si ripartisce il taglio di piano tra i pilastri "che contano",
cioè quelli allungati nella direzione del sisma e collegati con
una trave emergente)

$$V_{pil} = \frac{V_{tot}}{n}$$

se i pilastri che contano hanno diversa sezione se ne tiene conto, in proporzione al momento d'inerzia

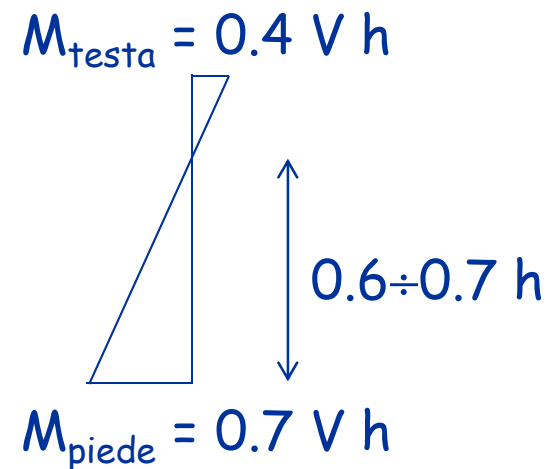
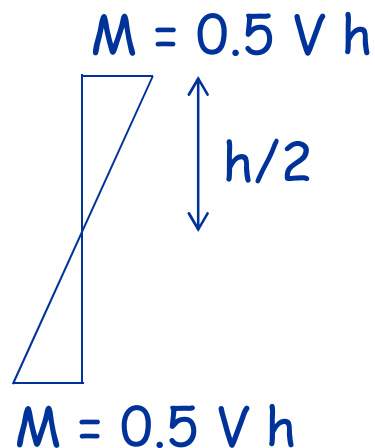
Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

5. Si valuta il momento flettente nei singoli pilastri

in presenza di travi emergenti:
ai piani superiori al primo ordine

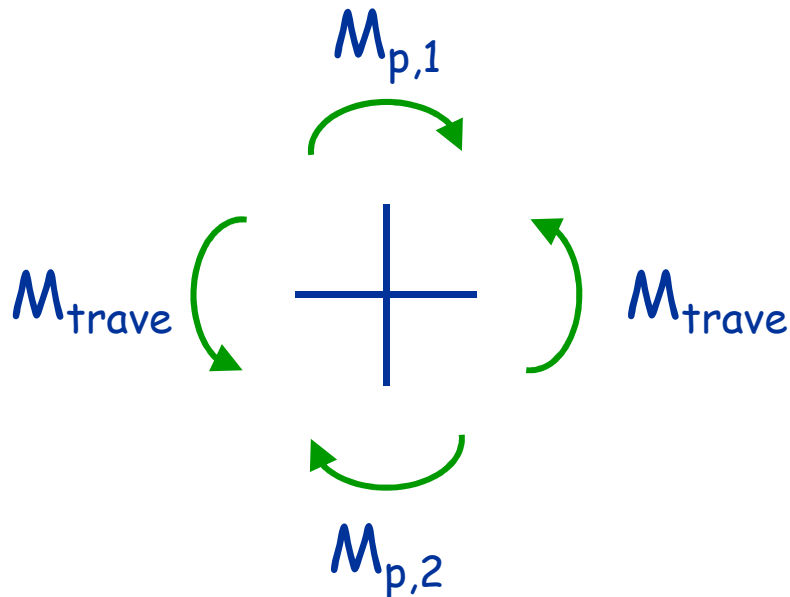


Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

6. Si valuta il momento flettente nelle travi



Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

7. Si incrementano le caratteristiche di sollecitazione per tener conto di:
 - eccentricità accidentale
 - effetto combinato delle due componenti del sisma

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

8. Si confrontano i valori previsti con quelli forniti dall'analisi

Attenzione: se ci sono differenza forti non si possono accettare i risultati dell'analisi
(a meno che non se ne riesca a capire la ragione)

Per un esempio numerico si veda:

- Aurelio Gheresi, Pietro Lenza
Edifici antisismici in
cemento armato
Dario Flaccovio editore,
luglio 2009



Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsior
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

Nuovi aspetti inseriti con le NTC 08

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
 - eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
 - criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,
ma che complicano notevolmente il calcolo

Quante combinazioni di carico?

In assenza di sisma:

- schema base, col carico verticale massimo ($g_d + q_d$) su tutte le campate di trave
- eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera

Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata

Con le vecchie norme l'effetto dei soli carichi verticali era compreso tra i valori dovuti a $q \pm F$

Ora invece no, perché in presenza di sisma i carichi verticali sono ridotti

Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ($g_k + \psi_2 q_k$) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
E_x	+	$+ e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	1
				$- e_x$	2
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	3
				$- e_x$	4
		$- e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	5
				$- e_x$	6
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	7
				$- e_x$	8
	-	$+ e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	9
				$- e_x$	10
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	11
				$- e_x$	12
		$- e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	13
				$- e_x$	14
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	15
				$- e_x$	16
E_y	+	$+ e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	17
				$- e_y$	18
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	19
				$- e_y$	20
		$- e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	21
				$- e_y$	22
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	23
				$- e_y$	24
	-	$+ e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	25
				$- e_y$	26
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	27
				$- e_y$	28
		$- e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	29
				$- e_y$	30
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	31
				$- e_y$	32

Tante combinazioni di carico...

Come gestirle?

Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare
(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio,
 $q - F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$?)

Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;
ma come capire il comportamento della struttura?

Tante combinazioni di carico...

Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

Schemi base suggeriti:

1. carichi verticali max (senza sisma)
2. carichi verticali min (con sisma)
3. forze in direzione x (statiche o modali)
4. forze in direzione y (statiche o modali)

coppie (statiche) \Leftarrow

5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

Giudicare gli schemi base e le combinazioni di carico

Carichi verticali:

siamo già abituati ad esaminarli e giudicarli

Forze orizzontali:

discutere separatamente analisi statica e modale

Discutere poi:

- effetto dell'eccentricità accidentale
- combinazione delle azioni nelle due direzioni

Discussione dei risultati:

effetti del sisma
valutati con analisi statica

Un mare di numeri. Come non perdersi?

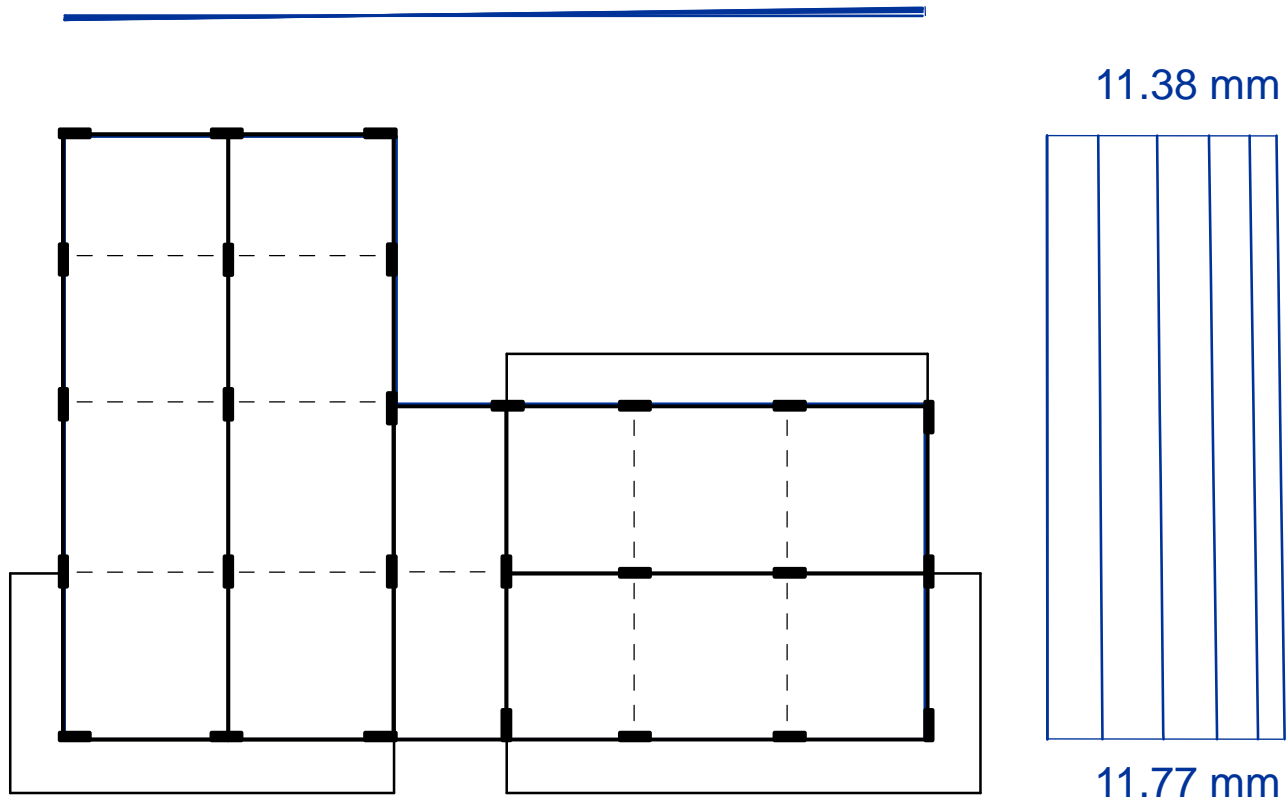
Analisi statica

- Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Stimare e controllare il periodo
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

Spostamenti per F_x

0.22 mm

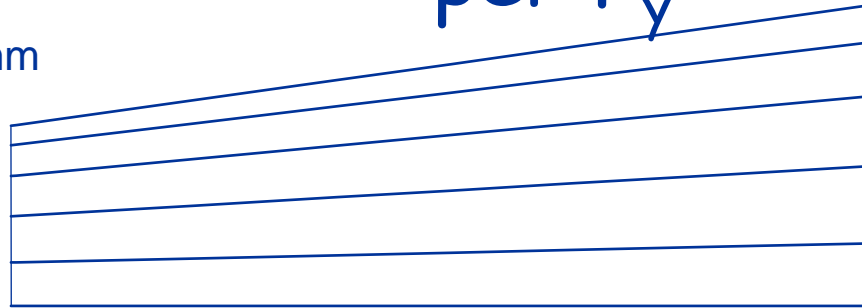
0.36 mm



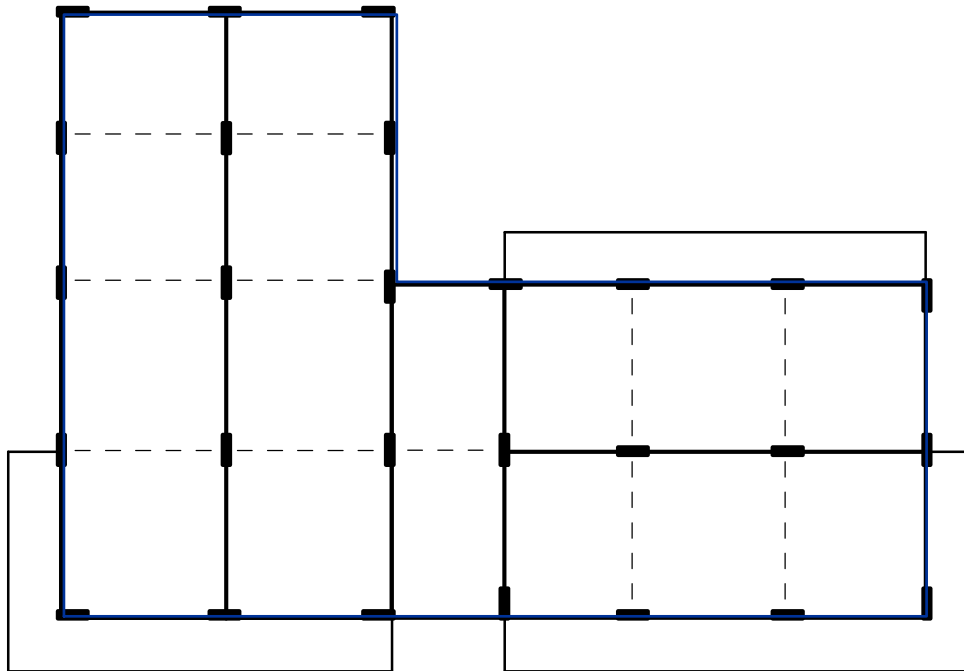
Spostamenti per F_y

8.99 mm

14.91 mm

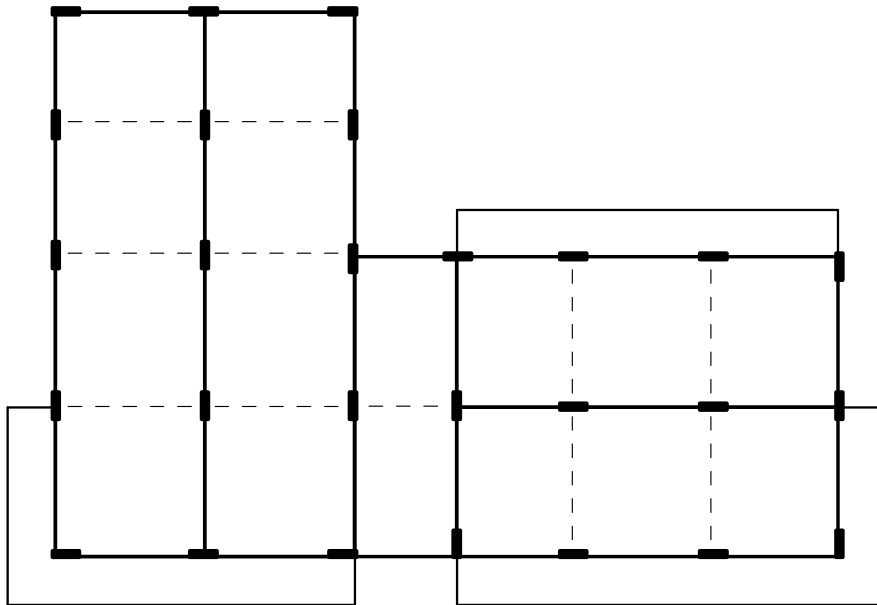
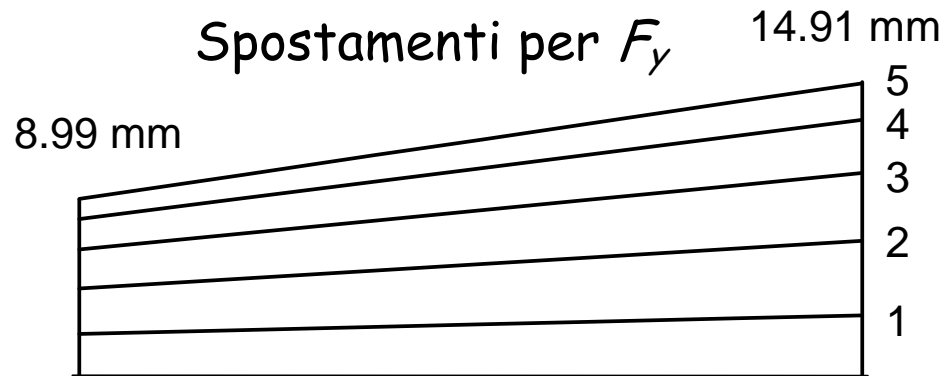


2.67 mm

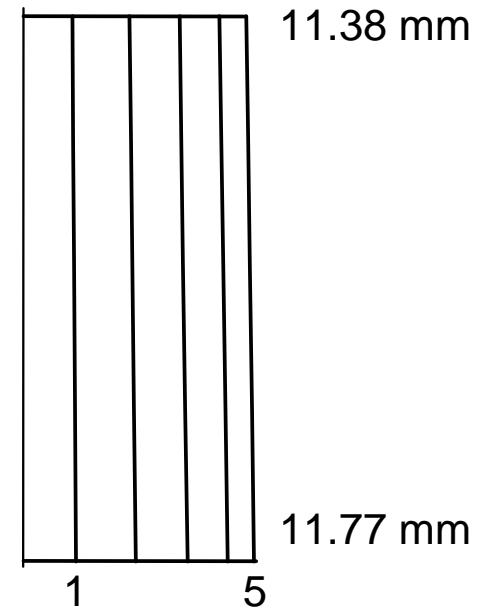


1.54 mm

Spostamenti



Spostamenti
per F_x



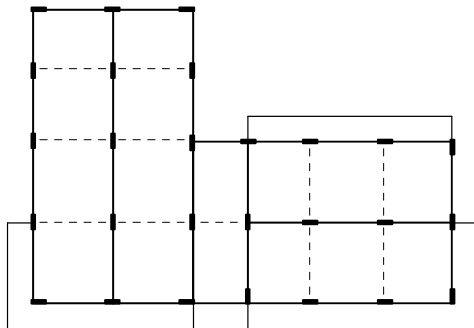
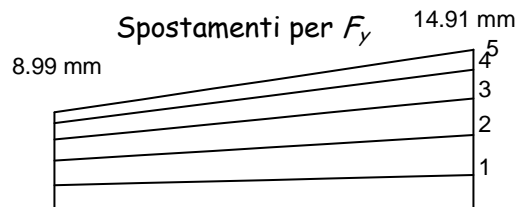
Spostamenti classe di duttilità "A"

Rotazione non
trascurabile per forze
in direzione y

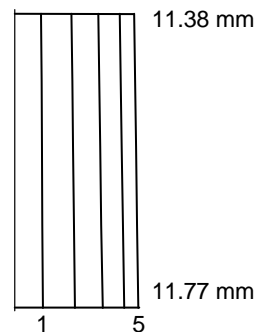


La parte destra
andrebbe irrigidita

mediamente, spostamenti
analoghi nelle due direzioni
(ma i massimi per F_y sono
maggiori di circa il 25%)



Spostamenti
per F_x



Spostamenti per forze in
direzione x uniformi

Periodo proprio della struttura (Metodo di Rayleigh)

Una buona stima del periodo si ottiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

m_i : massa di piano

F_i : Forza di piano

u_i : spostamento del baricentro di piano
(provocato dalla forze F_i)

Periodo proprio della struttura (direzione x)

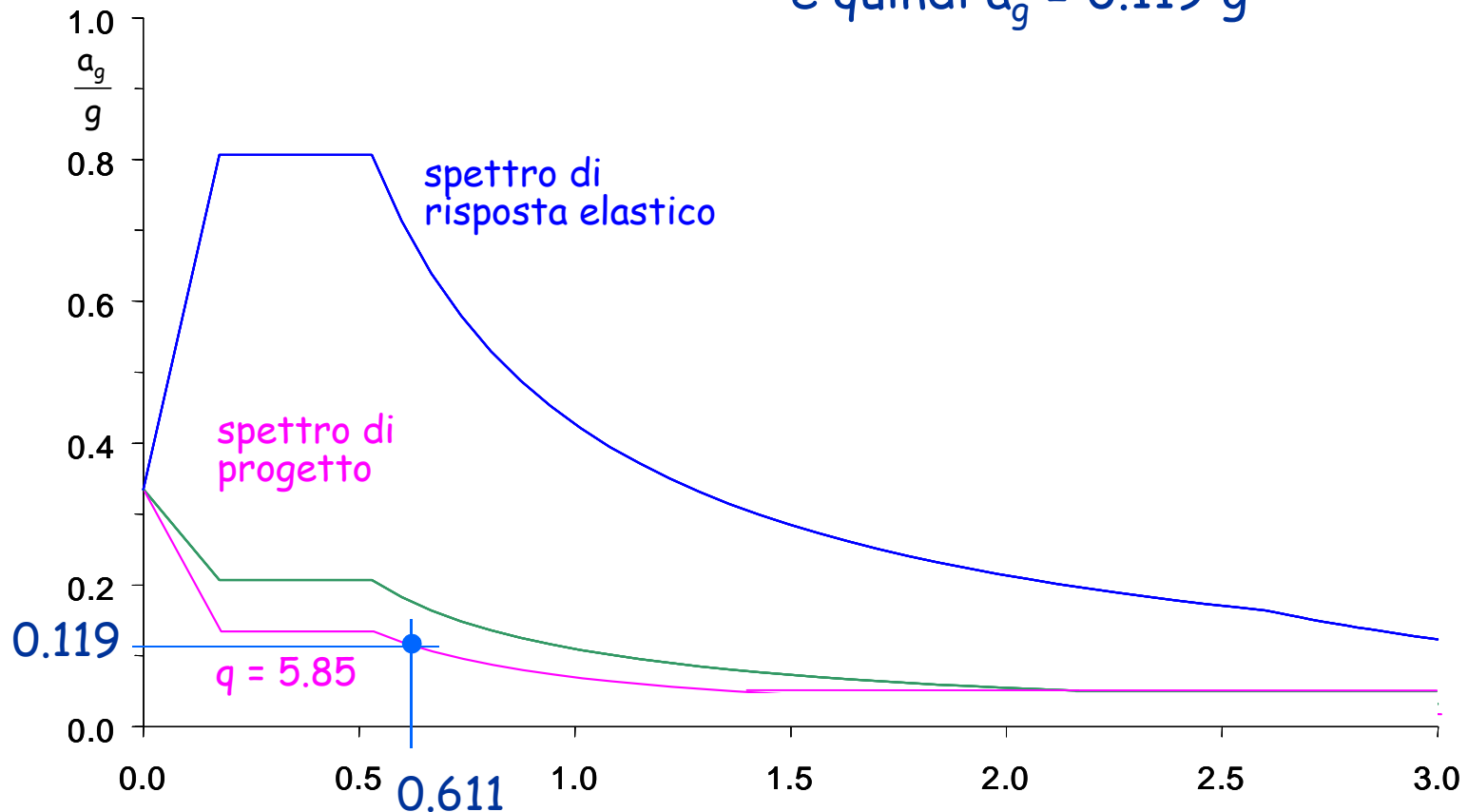
Piano	m (kN s ² /m)	F_x (kN)	u_x (mm)	$F_x u_x$ (kN m)	$m u_x^2$ (kN m s ²)
Torrino+V	313.1	506.4	11.628	5888.2	42.34
IV	334.9	435.9	10.307	4492.7	35.58
III	334.9	330.2	8.292	2738.2	23.03
II	334.9	224.6	5.652	1269.2	10.70
I	297.2	105.5	2.646	279.2	2.08
somma				14667.4	113.72

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}}$$

$$T_x = 0.553 \text{ s}$$

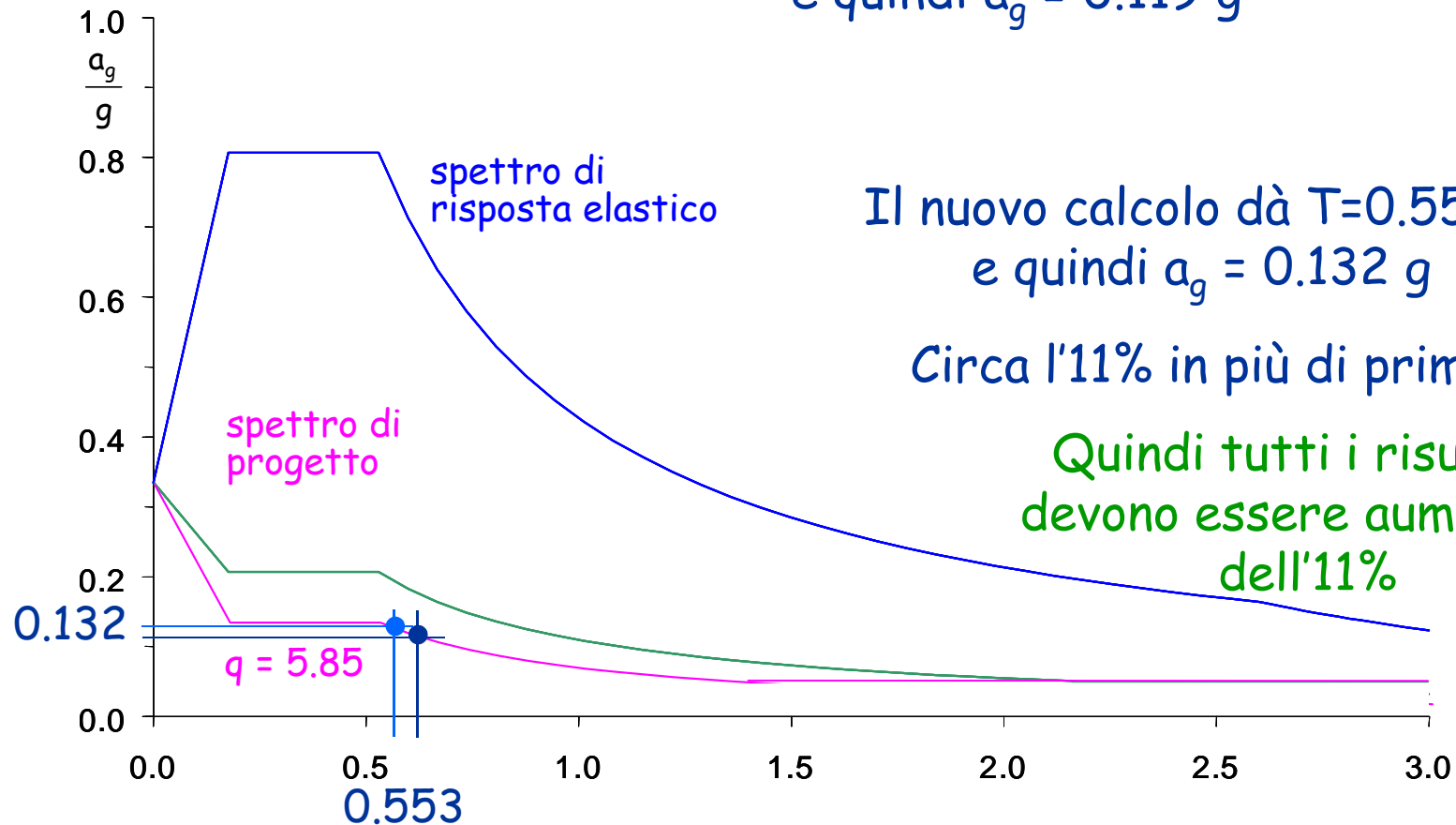
Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato $T=0.611$ s
e quindi $a_g = 0.119$ g



Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato $T=0.611$ s
e quindi $a_g = 0.119$ g



Il nuovo calcolo dà $T=0.553$ s
e quindi $a_g = 0.132$ g

Circa l'11% in più di prima

Quindi tutti i risultati
devono essere aumentati
dell'11%

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Taglio previsto e taglio massimo riscontrato, per
pilastri allungati in x

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	42.3	39.12
4	74.5	69.41
3	98.9	92.07
2	115.5	108.93
1	122.6	111.18

Il taglio massimo è
abbastanza uniforme
I valori sono leggermente
minori rispetto alle
previsioni

Nota:
nei pilastri di estremità
il taglio è minore
(circa il 50% ai piani superiori,
il 75% al piede del I ordine)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	67.6	70.93
4	119.2	122.75
3	158.2	155.93
2	184.7	175.03
1 testa	176.5	153.45
piede	309.0	246.78

Il momento massimo è abbastanza uniforme

I valori corrispondono alle previsioni ai piani superiori, sono abbastanza più piccoli a quelli inferiori

Nota:

nei pilastri di estremità il momento è minore (circa il 50-60% ai piani superiori, l'85% al piede del I ordine)

Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	33.8	37.57
4	93.4	90.00
3	138.7	133.66
2	171.5	166.76
1	180.6	174.68

Il momento massimo è abbastanza uniforme,

sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

I valori corrispondono bene alle previsioni

Periodo proprio della struttura (direzione y)

Applicando la formula di Rayleigh

si trova
$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{yi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{yi} u_{yi}}}$$

$$T_y = 0.552 \text{ s}$$

Quasi identico all'altra direzione

Si ha anche per questa direzione un incremento dell'accelerazione di circa l'11%

Sollecitazioni per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max, sin (kN)	Taglio max, des (kN)
5	42.3	27.31	44.93
4	74.5	50.93	82.85
3	98.9	68.24	112.27
2	115.5	80.52	135.83
1	122.6	89.89	122.95

Il taglio varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine

(5-15% a seconda dei piani)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	67.6	50.26	82.29
4	119.2	90.90	147.14
3	158.2	116.18	190.12
2	184.7	131.15	220.89
1 testa	176.5	125.69	165.35
piede	309.0	197.91	277.27

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine (15-20% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	33.8	26.45	44.37
4	93.4	65.80	111.80
3	138.7	95.71	166.11
2	171.5	119.36	205.49
1	180.6	130.89	212.06

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni (15-20% a seconda dei piani)

Discussione dei risultati:

effetti del sisma
valutati con analisi modale

Un mare di numeri. Come non perdersi?

Analisi modale

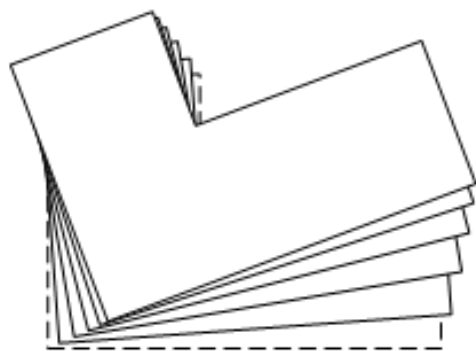
- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
 - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
 - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
 - corrispondono alle previsioni o no?

Un mare di numeri. Come non perdersi?

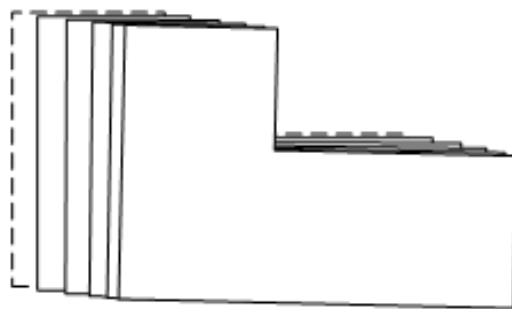
Analisi modale

- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

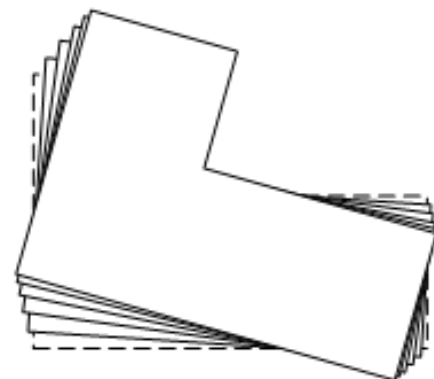
Deformate modali



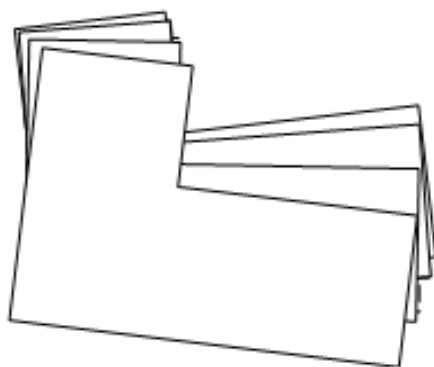
Modo 1



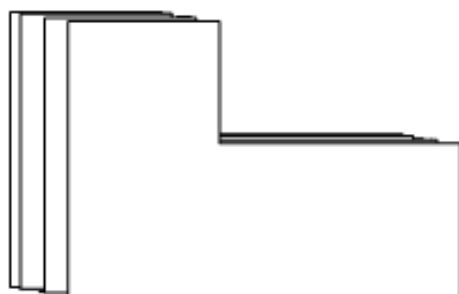
Modo 2



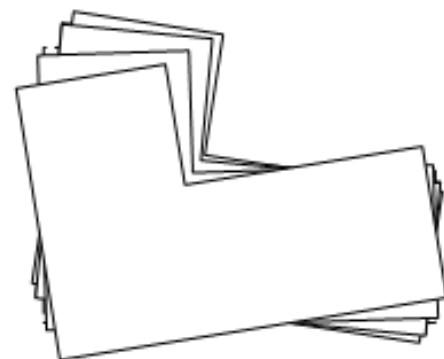
Modo 3



Modo 4



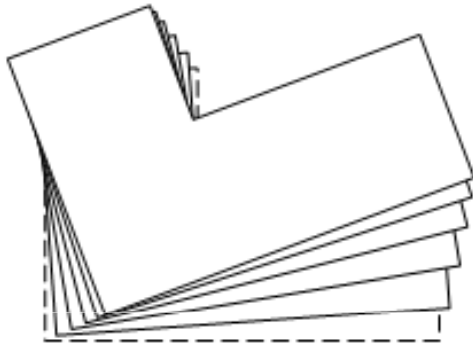
Modo 5



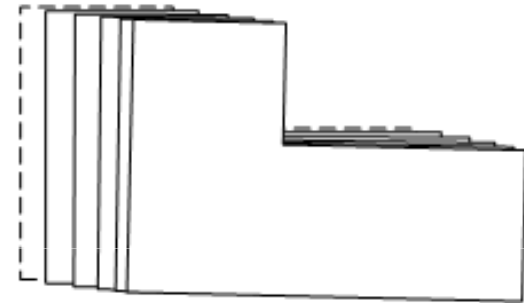
Modo 6

Deformate modali

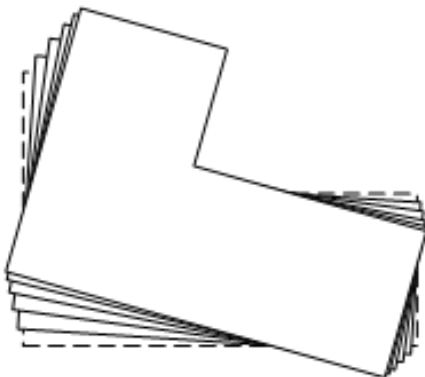
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

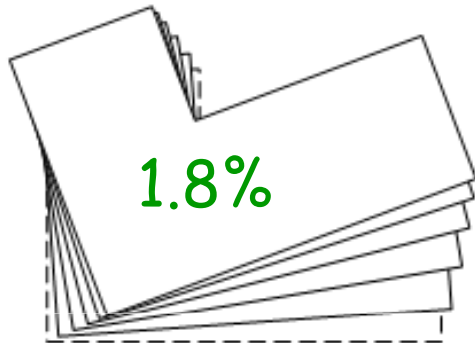


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

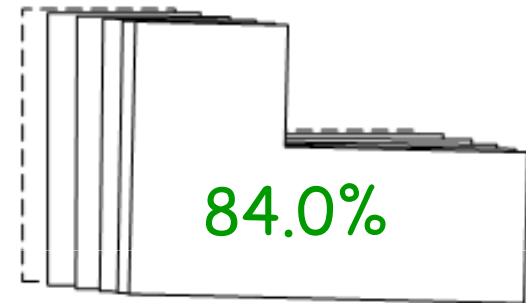
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

Masse partecipanti, sisma x

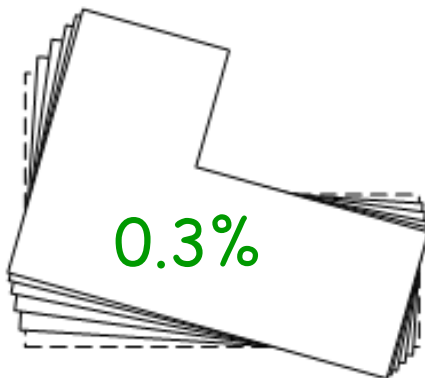
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$

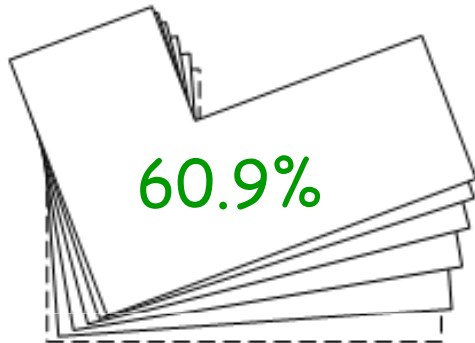


Il modo 2 dà il contributo massimo

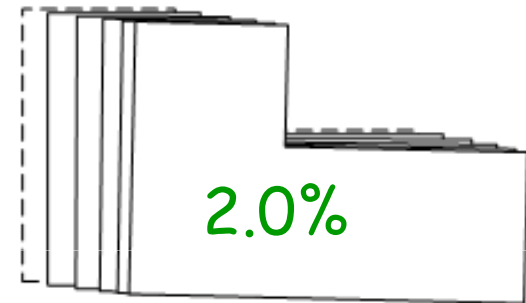
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)

Masse partecipanti, sisma y

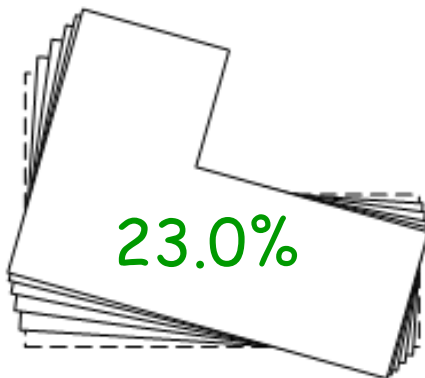
Modo 1 $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.463 \text{ s}$



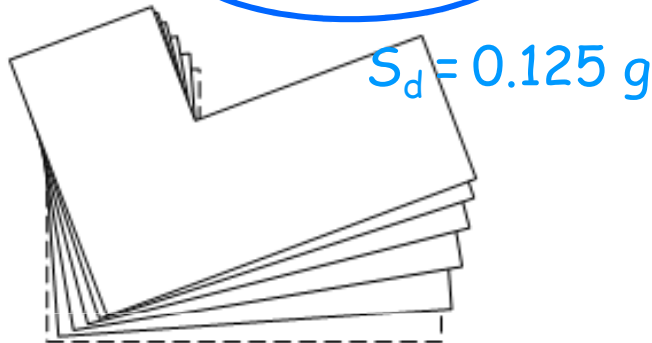
I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

Periodi dei modi predominanti

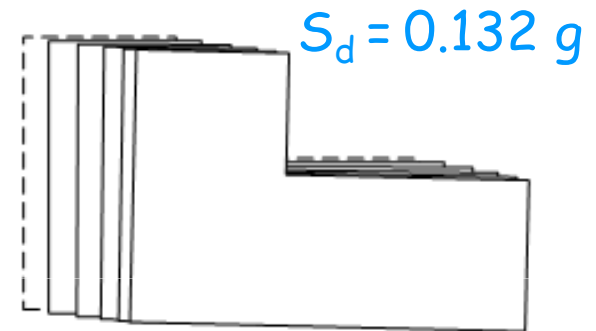
Modo 1

$$T = 0.582 \text{ s}$$



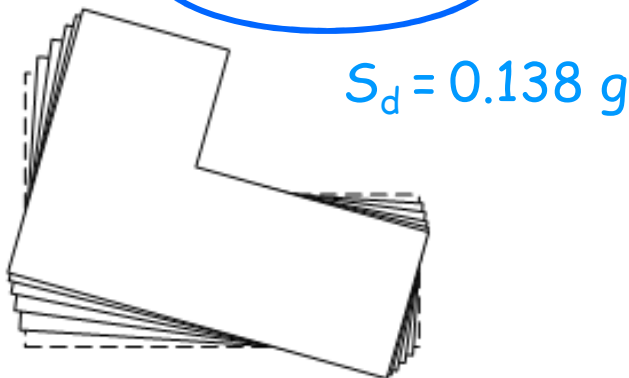
Modo 2

$$T = 0.553 \text{ s}$$



Modo 3

$$T = 0.463 \text{ s}$$



Periodi stimati: ~~0.611 s~~

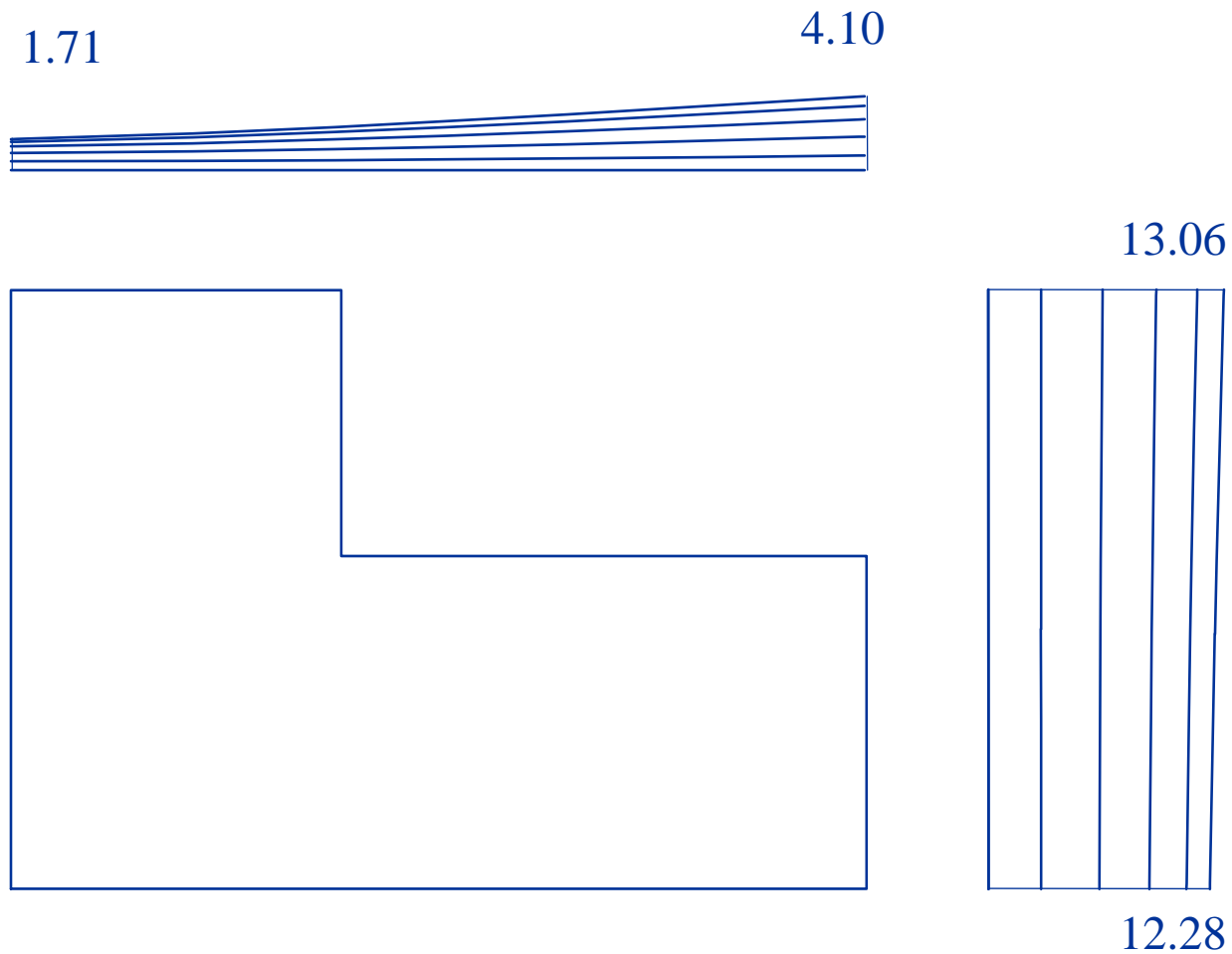
$$T_x = 0.553 \text{ s} \quad S_d = 0.132 \text{ g}$$

$$T_y = 0.552 \text{ s} \quad S_d = 0.132 \text{ g}$$

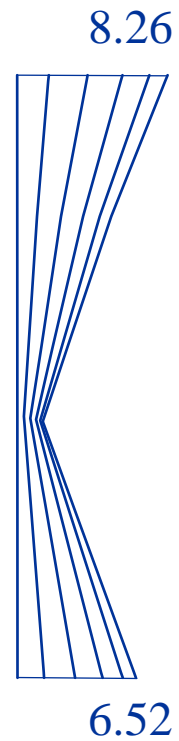
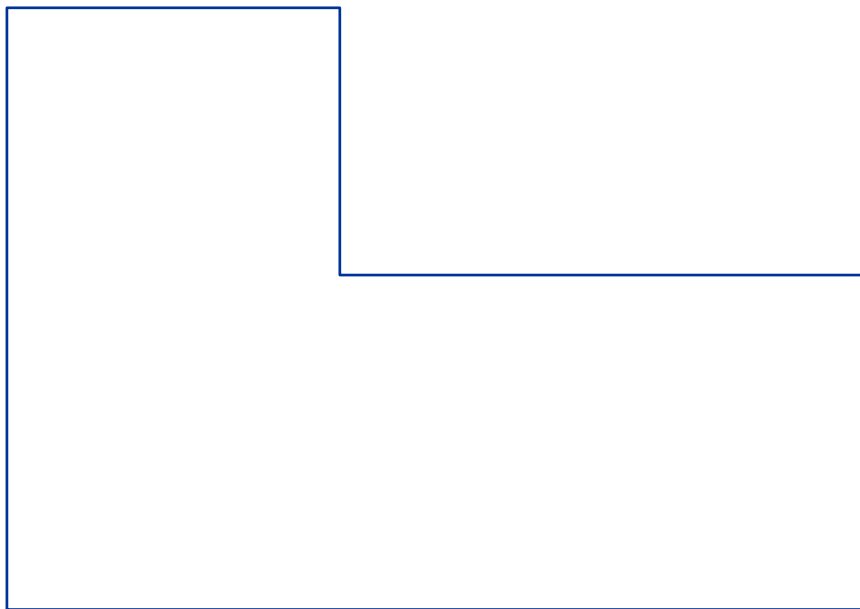
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono
quindi analoghe

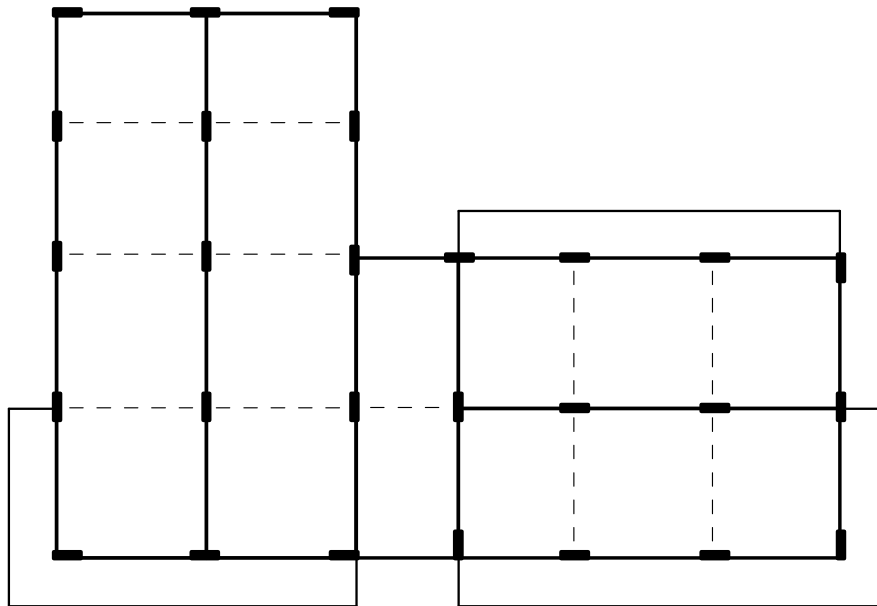
Inviluppo modale sisma x



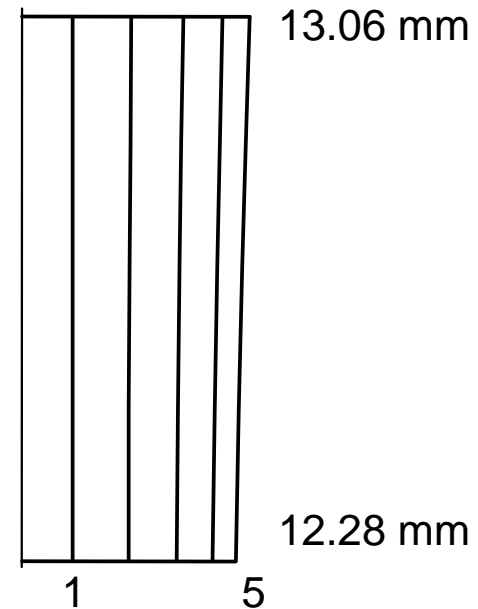
Inviluppo modale sisma y



Spostamenti, inviluppo modale



Spostamenti per sisma x

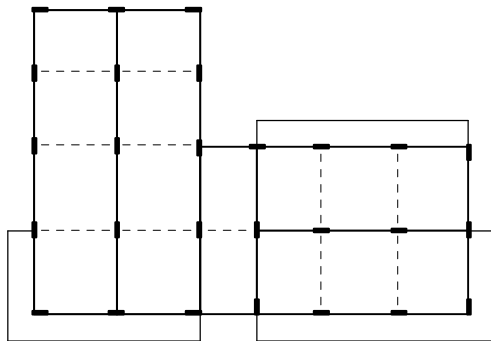
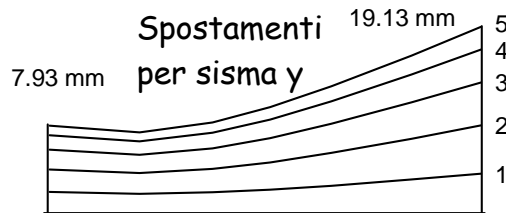


Spostamenti, inviluppo modale

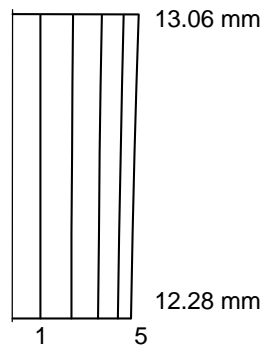
Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe irrigidita



Spostamenti per sisma x

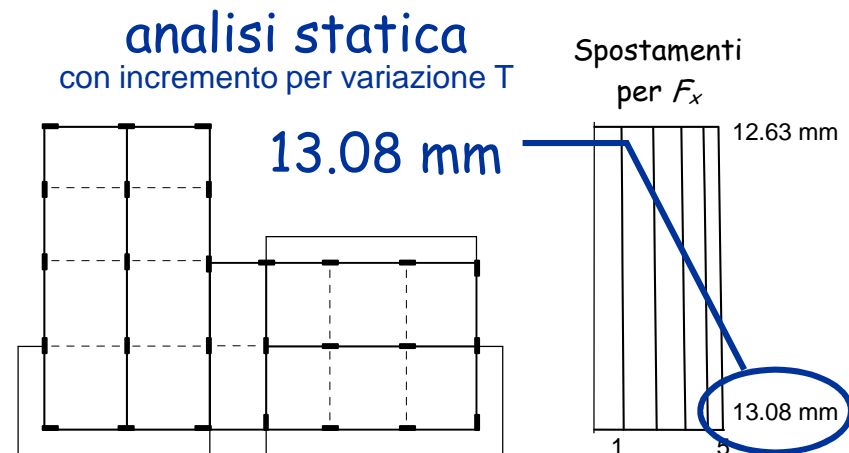
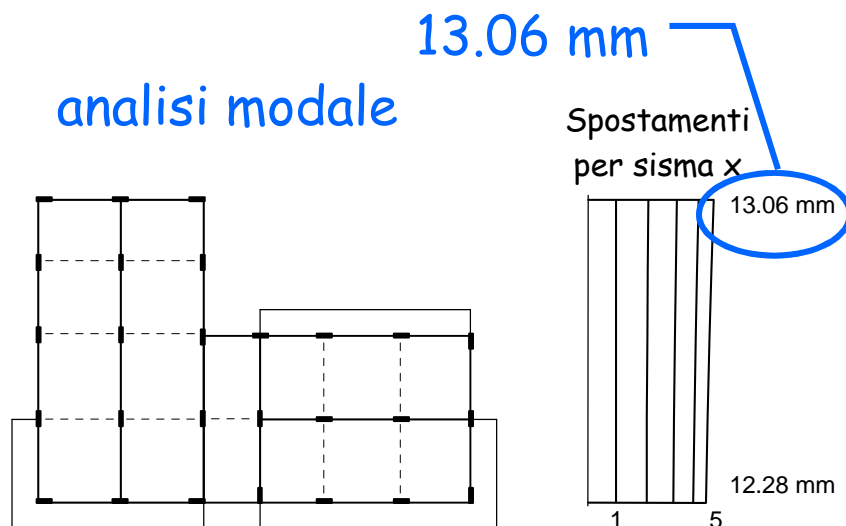


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

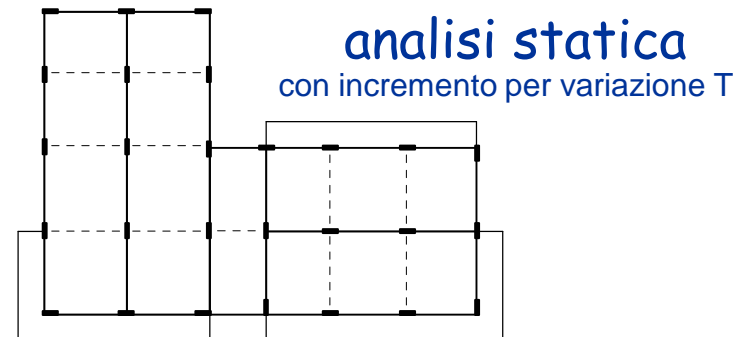
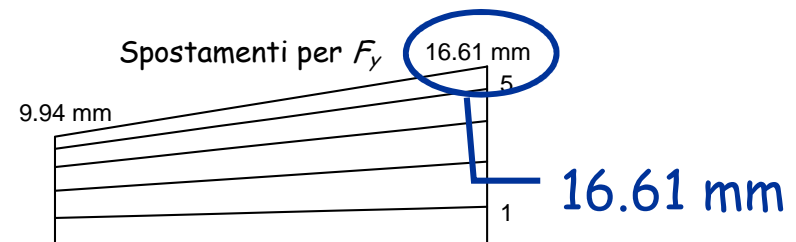
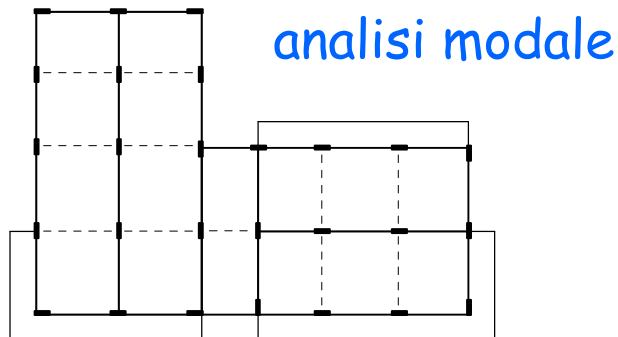
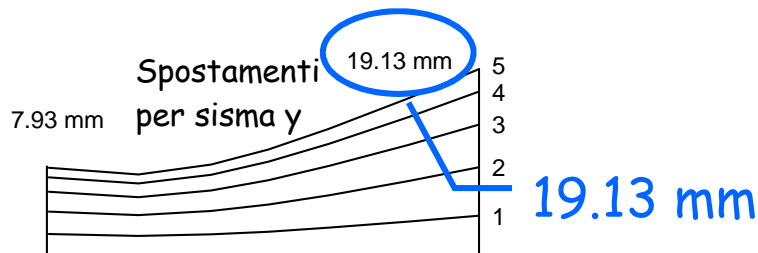
Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali



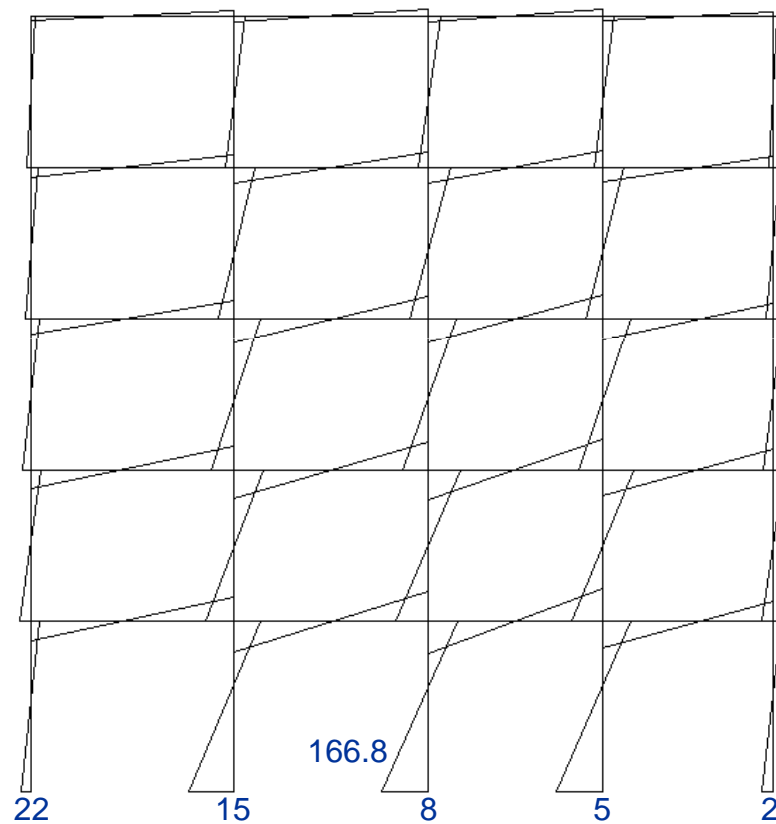
Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

Sisma y: l'analisi modale accentua la rotazione

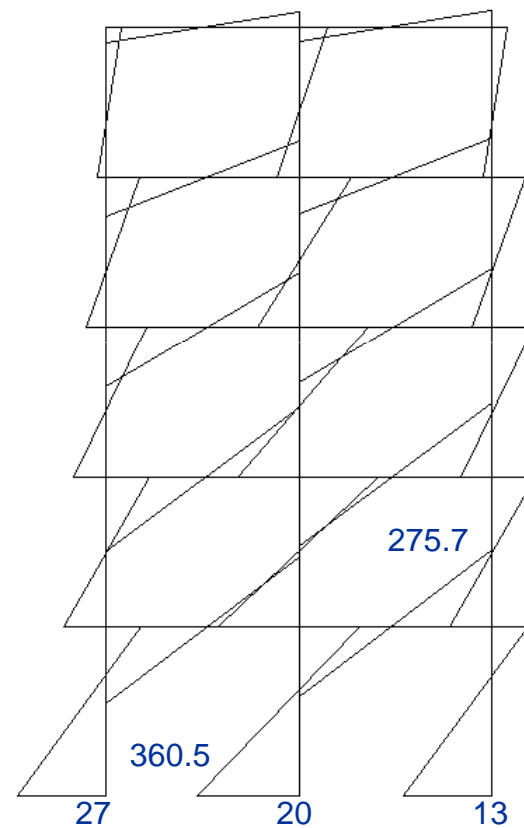
lato destro - spostamenti maggiori (25%)
lato sinistro - spostamenti minori



Sollecitazioni



Telaio 2y



Telaio 7y

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	39.12	42.73
4	69.41	75.81
3	92.07	101.98
2	108.93	122.03
1	111.18	120.36

+11% per
diff. periodo

Il taglio massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il taglio
è minore (circa il 50% ai piani
superiori, il 75% al piede del I
ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	70.93	77.13
4	122.75	134.37
3	155.93	173.30
2	175.03	196.46
1 testa	153.45	167.40
piede	246.78	265.99

+11%

Il momento massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il
momento è minore (circa il
50-60% ai piani superiori,
l'85% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	37.57	40.76
4	90.00	97.71
3	133.66	146.61
2	166.76	186.77
1	174.68	203.18

Il momento massimo è
abbastanza uniforme,

sia come distribuzione in pianta
che in base alla posizione nel
telaio (incluse campate di
estremità)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

+11%

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	44.93	57.03
4	82.85	105.51
3	112.27	145.08
2	135.83	177.19
1	122.95	159.98

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica
(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

+11%

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	82.29	103.88
4	147.14	187.92
3	190.12	246.55
2	220.89	287.58
1 testa	165.35	215.55
piede	277.27	360.46

+11%

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono maggiori di quelli
dell'analisi statica
(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	44.37	56.03
4	111.80	141.06
3	166.11	212.26
2	205.49	265.79
1	212.06	275.67

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono maggiori di quelli
dell'analisi statica
(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

+11%

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	27.31	24.81
4	50.93	45.19
3	68.24	61.30
2	80.52	73.31
1	89.89	79.02

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

+11%

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	50.26	45.08
4	90.90	80.71
3	116.18	104.66
2	131.15	119.18
1 testa	125.69	110.19
piede	197.91	174.34

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono minori di quelli
dell'analisi statica
(circa il 15%)

+11%

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	26.45	23.66
4	65.80	58.18
3	95.71	85.03
2	119.36	107.23
1	130.89	116.65

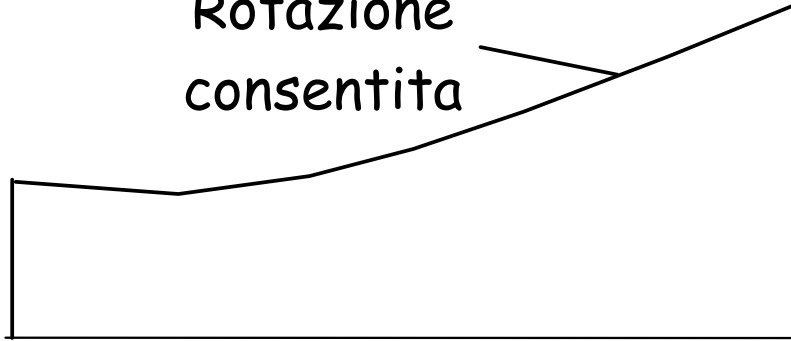
Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono minori di quelli
dell'analisi statica
(circa il 15%)

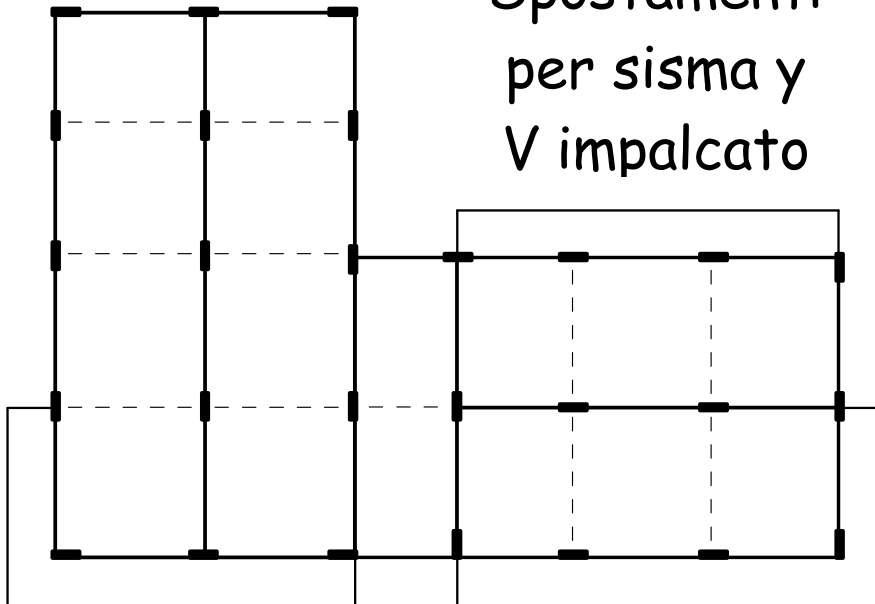
+11%

Suggerimento

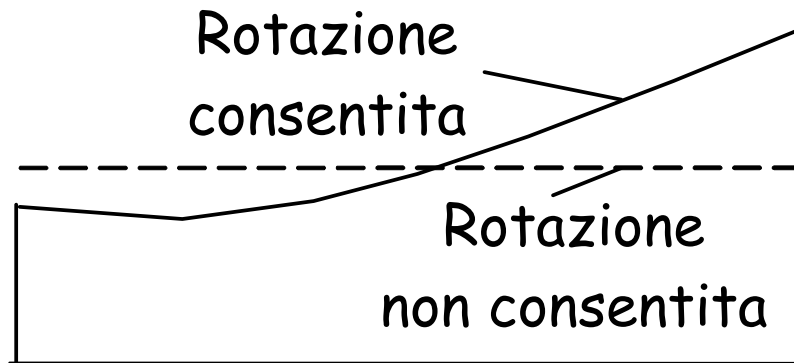
Rotazione
consentita



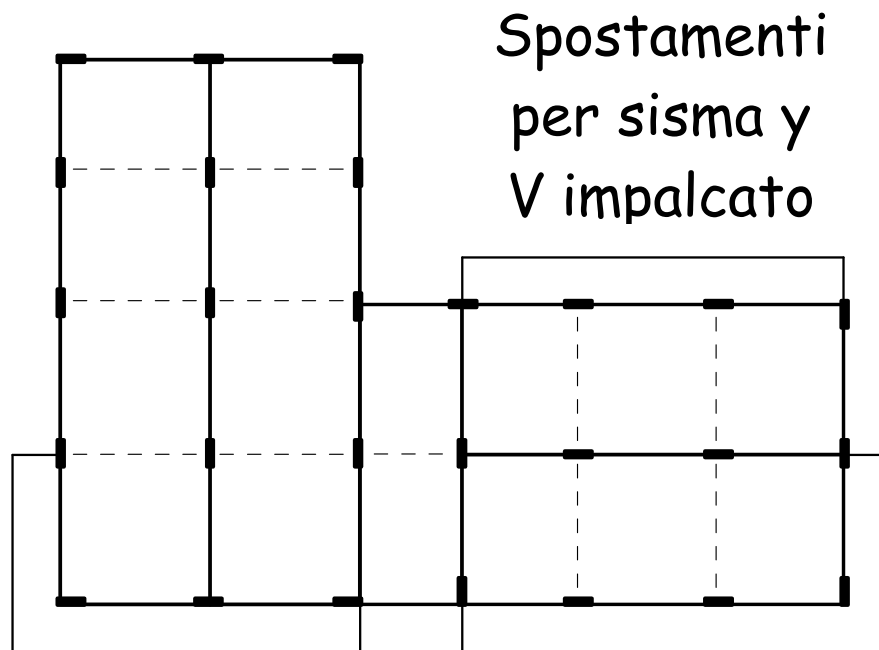
Spostamenti
per sisma y
V impalcato



Suggerimento



La rotazione riduce gli spostamenti del lato rigido (e quindi le sollecitazioni)



Meglio non ridurre le sollecitazioni di progetto rispetto al caso di traslazione pura

Secondo:

- Comunità scientifica internazionale
- Normativa americana

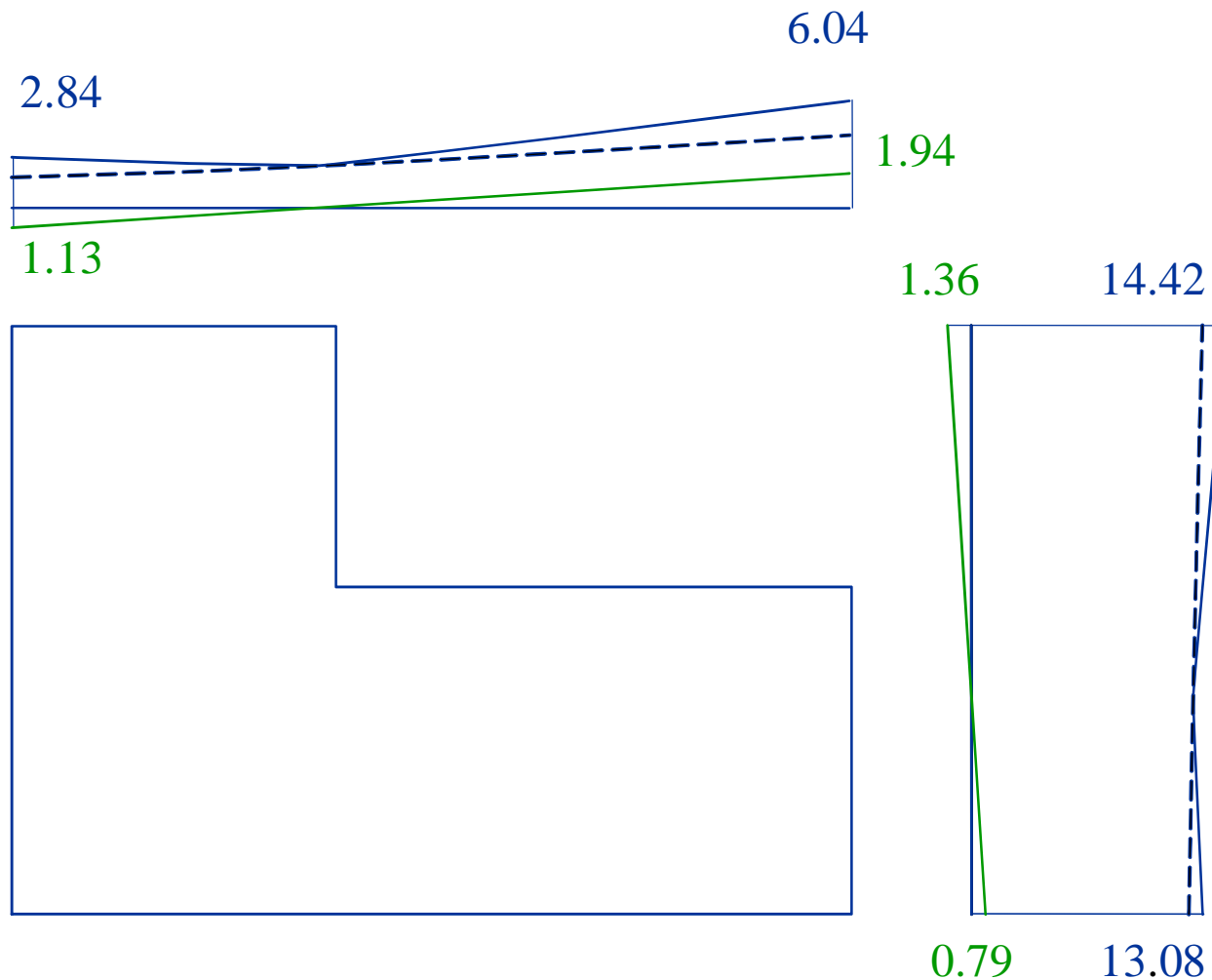
Discussione dei risultati: effetto dell'eccentricità accidentale

Eccentricità accidentale

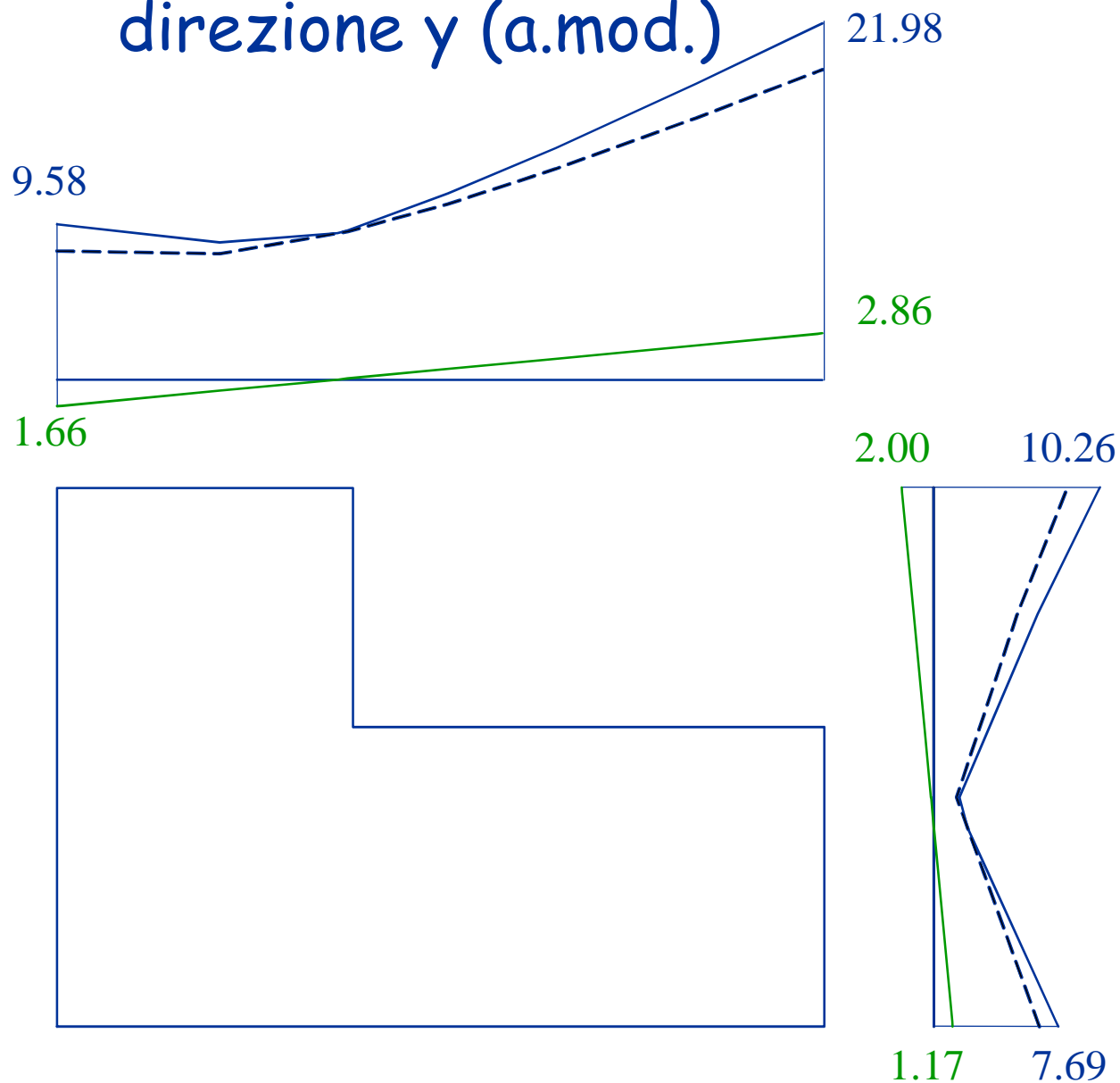
Esame dei risultati

- Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
 - l'effetto delle coppie è lo stesso a tutti i piani?
 - la sua entità è comparabile con quanto previsto?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
 - l'incremento dovrebbe essere analogo a quello degli spostamenti

Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



Spostamenti per forze e coppie direzione y (a.mod.)



Spostamenti per forze e coppie

considerazioni

- Le coppie provocano un incremento di spostamento percentualmente analogo a tutti i piani
- L'incremento va dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento va dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- Gli incrementi percentuali δ possono essere stimati con l'espressione semplificata con opportuni valori di k
- Nel caso in esame: k=0.16 per dir.x, k=0.33 per dir.y
- La formula è suggerita anche dall'OPCM 3431, ma con k=0.6

$$\delta = k \frac{x}{L_e}$$

Caratteristiche della sollecitazione per forze e coppie

- L'incremento percentuale di sollecitazione dovuto alle coppie è lo stesso di quanto riscontrato per gli spostamenti:
 - dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
 - dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- L'incremento percentuale di sollecitazione può essere stimato con la stessa espressione indicata per gli spostamenti

Discussione dei risultati:

effetto della contemporanea presenza
delle due componenti del sisma

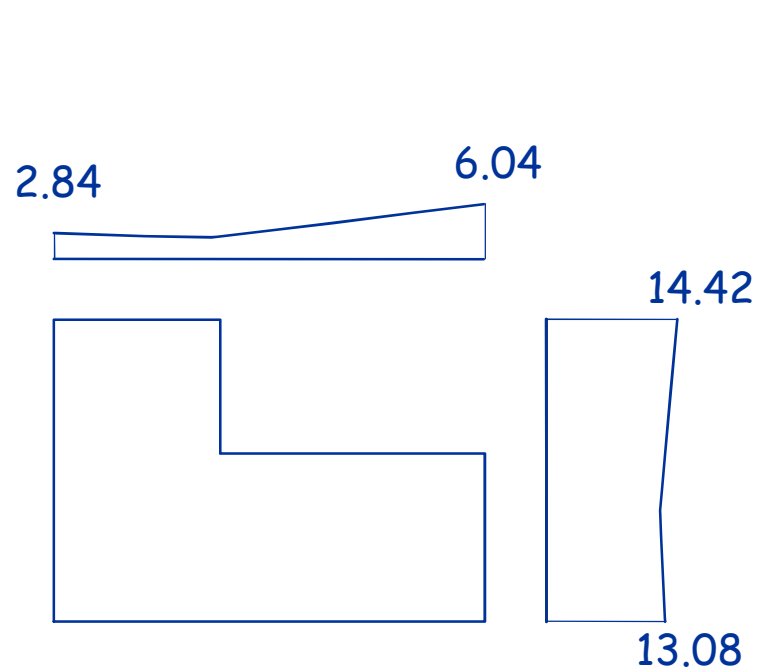
Le componenti orizzontali

"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

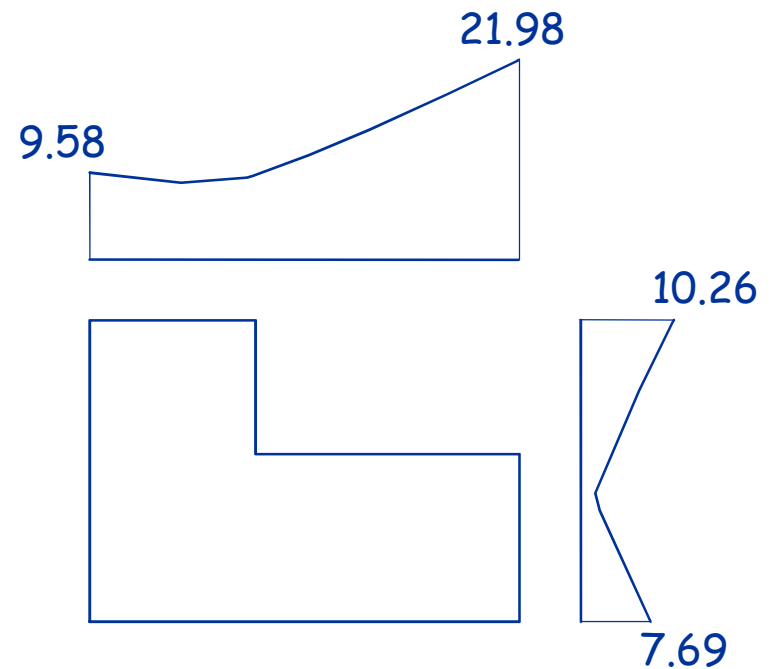
In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni

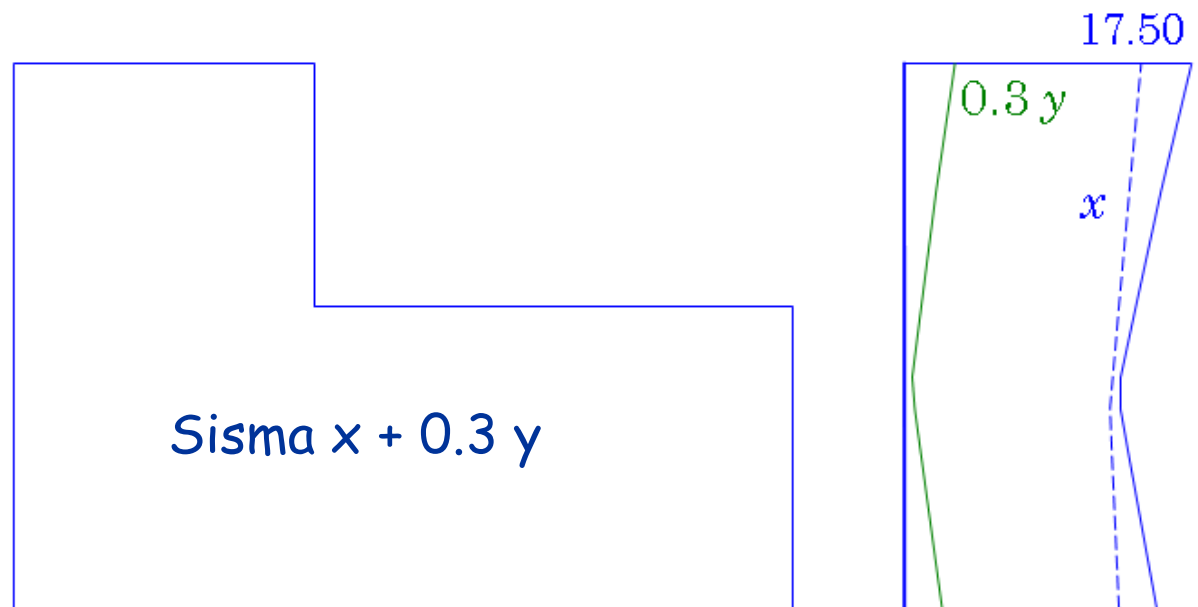
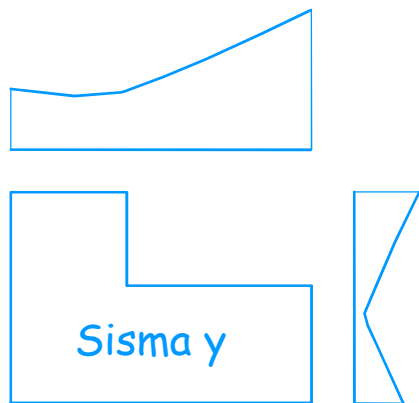
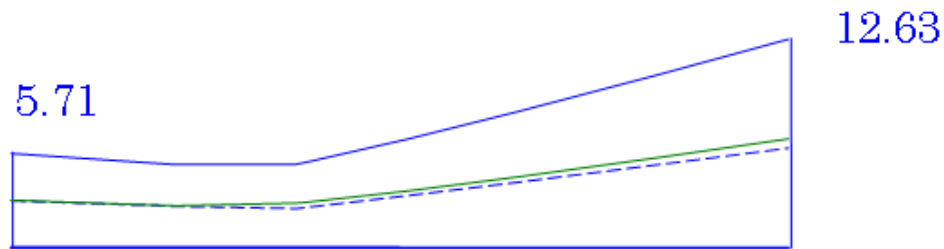
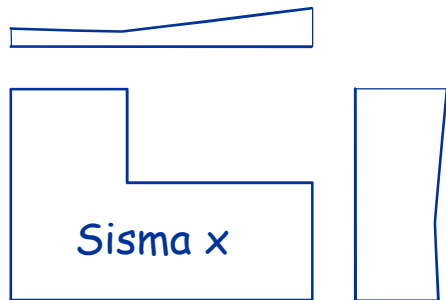


Sisma in
direzione x

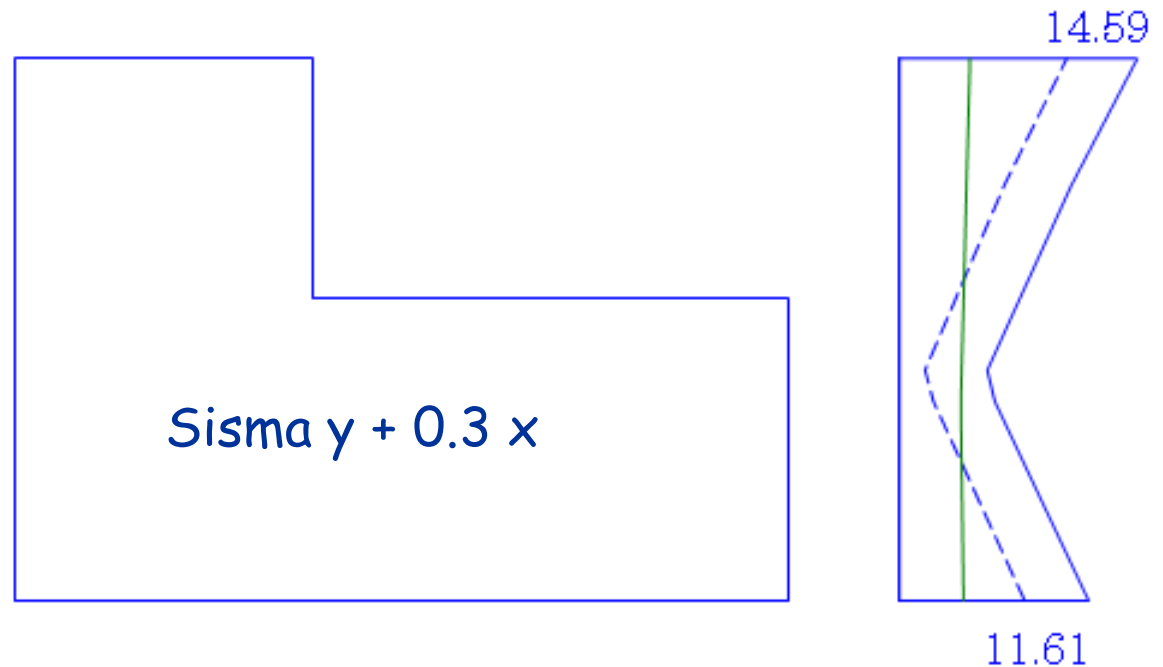
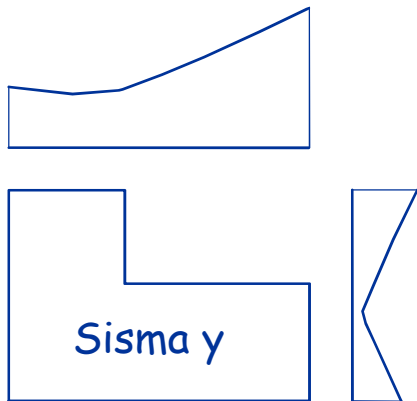
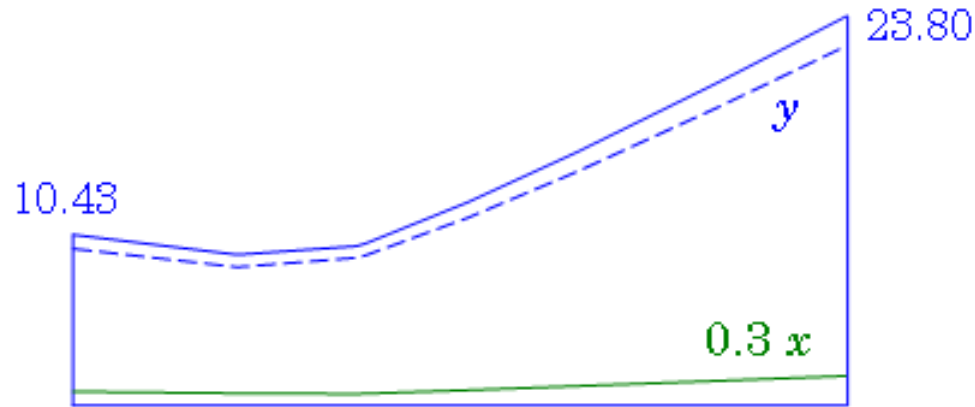
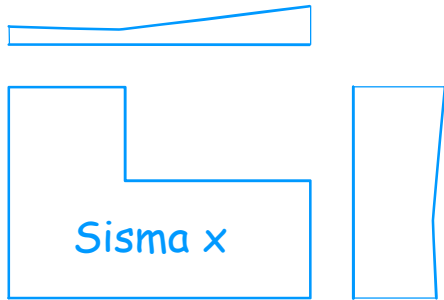


Sisma in
direzione y

Inviluppo: $s_{isma\ x} + 0.3\ s_{isma\ y}$ analisi modale



Inviluppo: $\text{sisma } y + 0.3 \text{ sisma } x$ analisi modale



Discussione dei risultati:

commenti finali

Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Travi:

- le travi dei telai centrali ne risentono in misura minima
- le travi dei telai di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%

Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 40%-60% del massimo

Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione iniziale del periodo ha sottostimato l'azione sismica di circa un 10%
- la previsione dell'effetto di forze statiche era corretta, ma con leggera sottostima delle sollecitazioni nella parte destra (dovuta alla eccessiva eccentricità masse-rigidezze)
- l'effetto dell'eccentricità accidentale è stato ben stimato
- la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è in alcuni casi più gravosa del previsto

Il dimensionamento iniziale è accettabile?

Probabilmente sì,
anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto

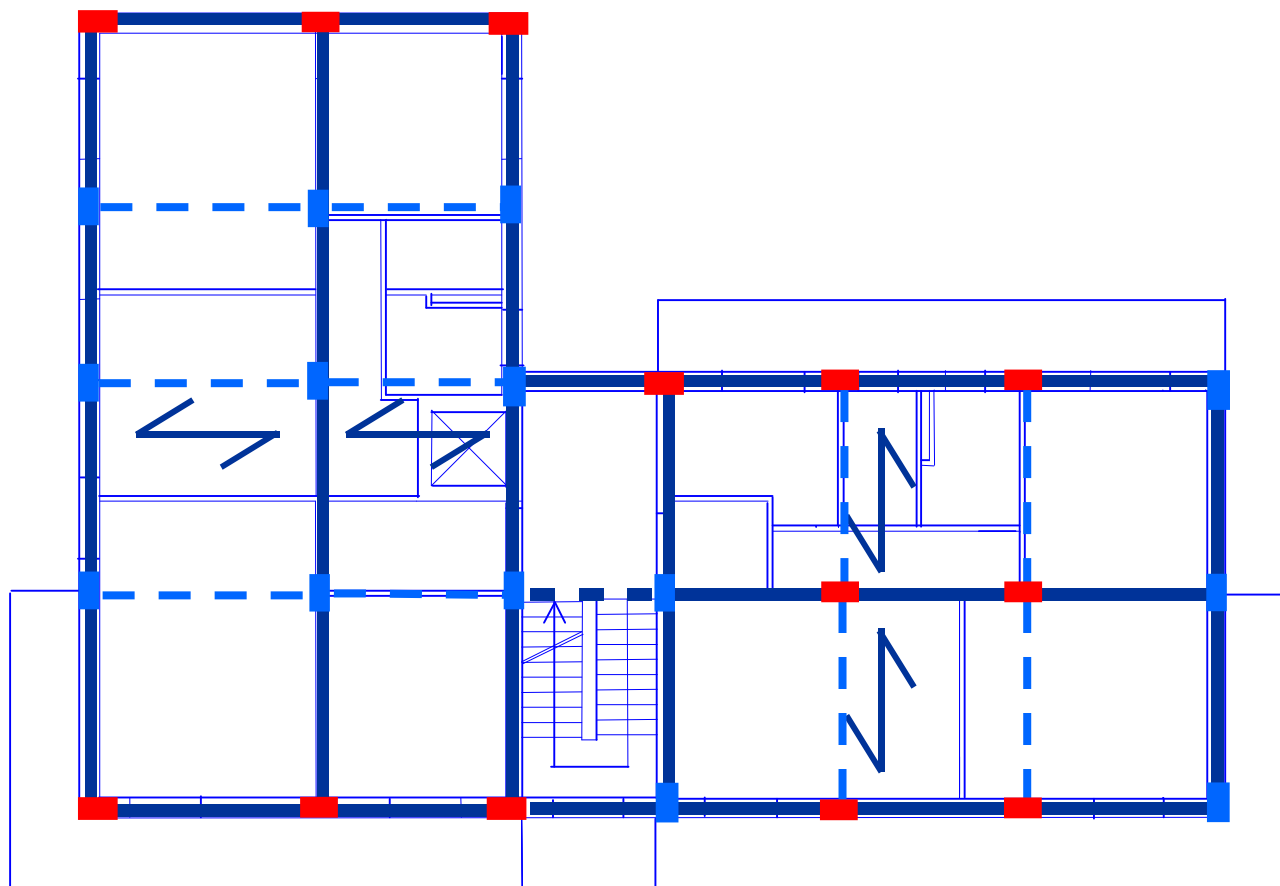
Se la risposta fosse stata negativa, si doveva ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

In particolare, sarebbe opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri

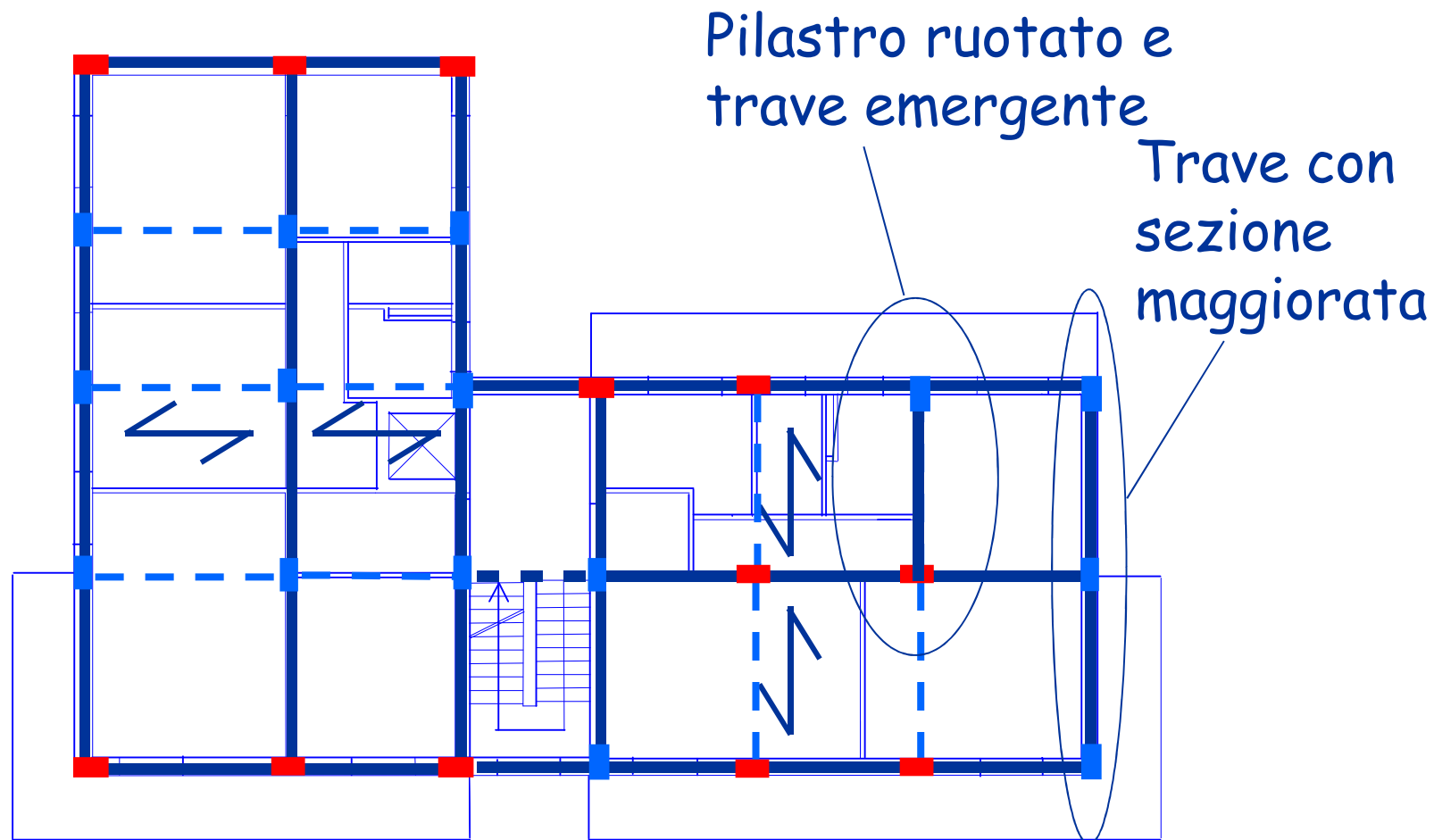
Alla luce dei risultati:

*un possibile ridimensionamento
della struttura*

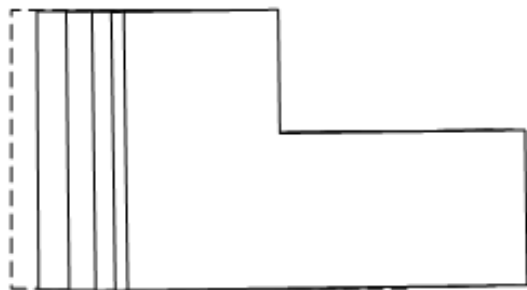
Impostazione della carpenteria



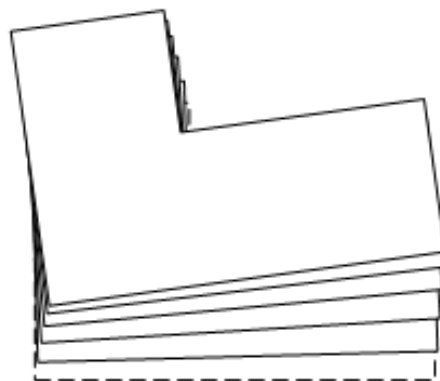
Impostazione della carpenteria con modifiche



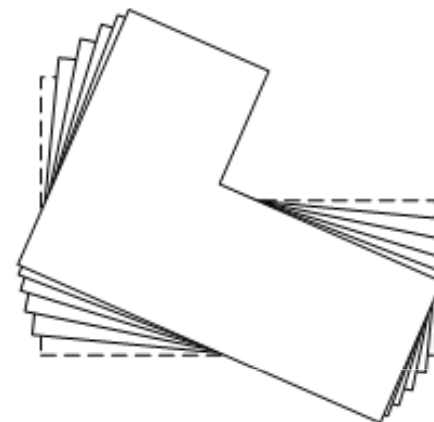
Modi di oscillazione libera



Modo 1



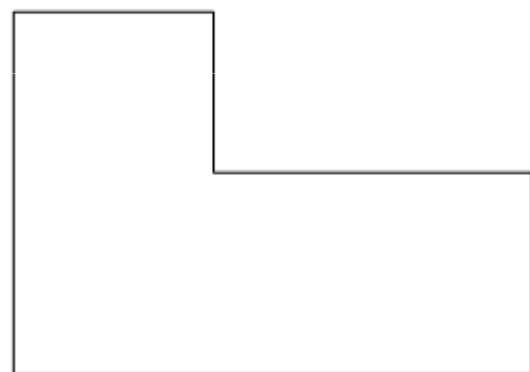
Modo 2



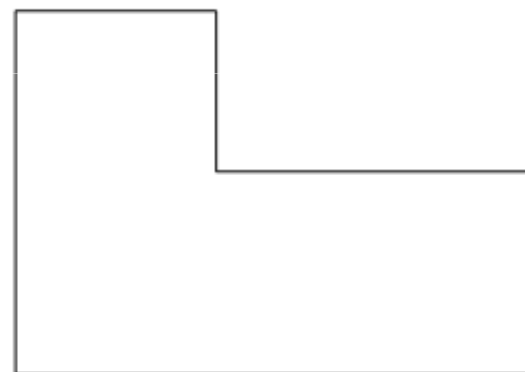
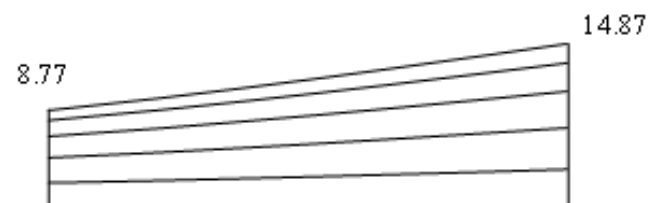
Modo 3

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	0.567	86.02	0.00
2	0.516	0.01	82.81
3	0.449	0.03	3.29

Inviluppo spostamenti modali



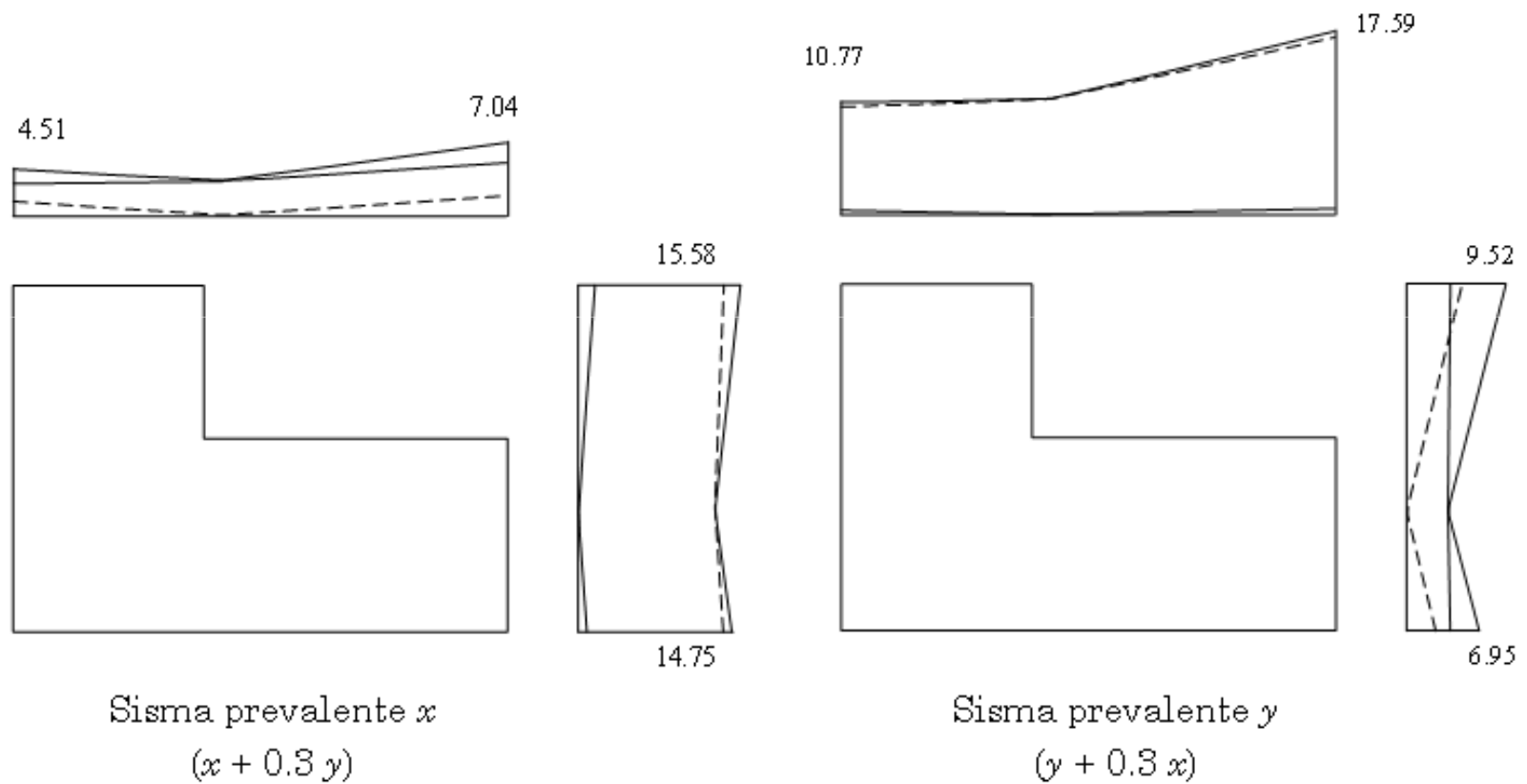
Sisma in direzione x



Sisma in direzione y

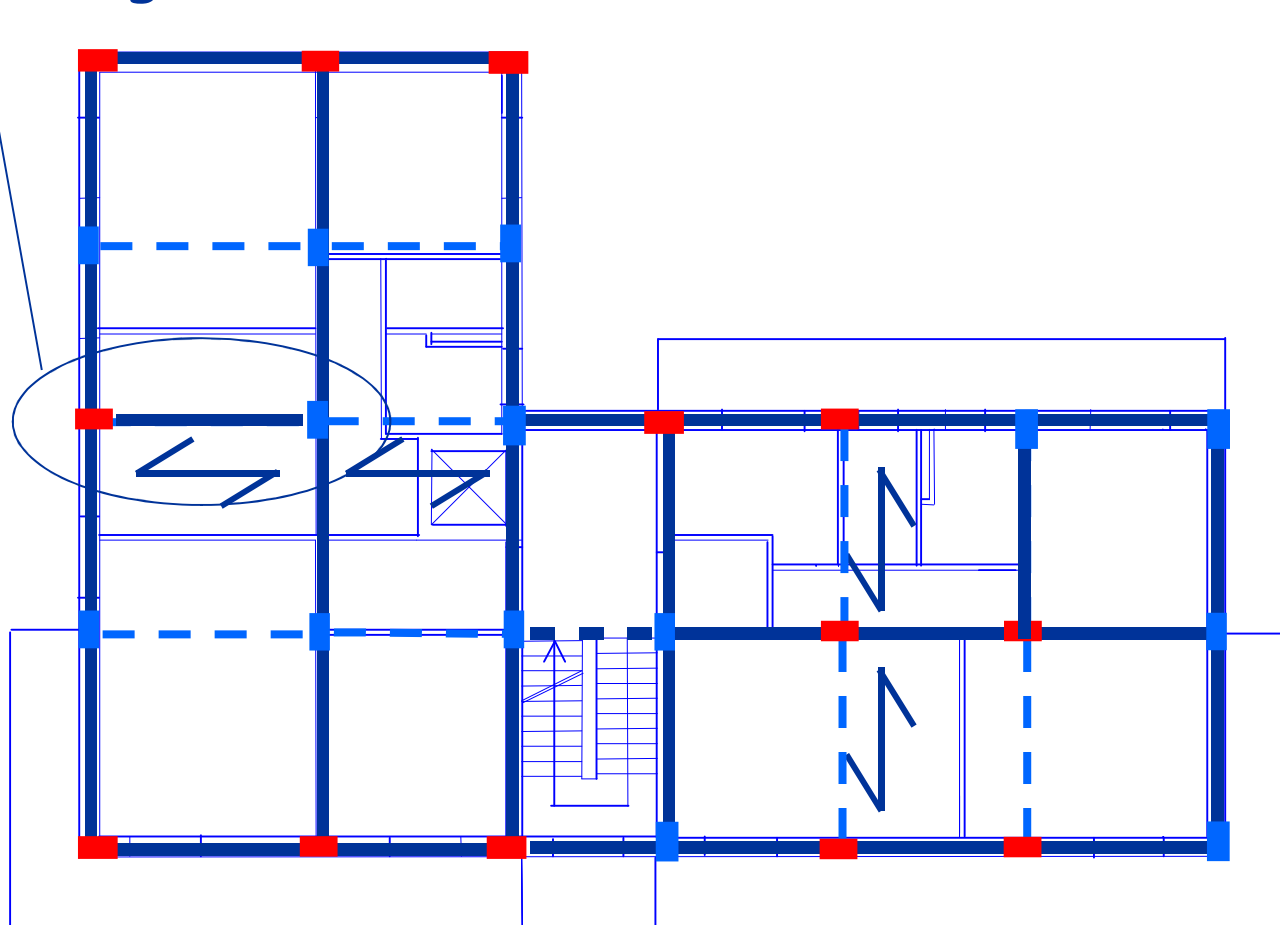


Effetto compressivo

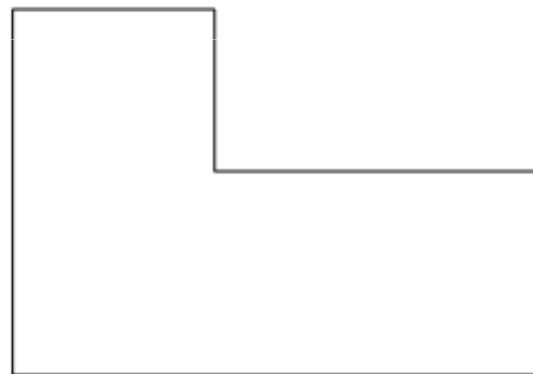


Impostazione della carpenteria

Pilastro ruotato e
trave emergente



Effetto compressivo



Sisma prevalente x
($x + 0.3 y$)

13.74

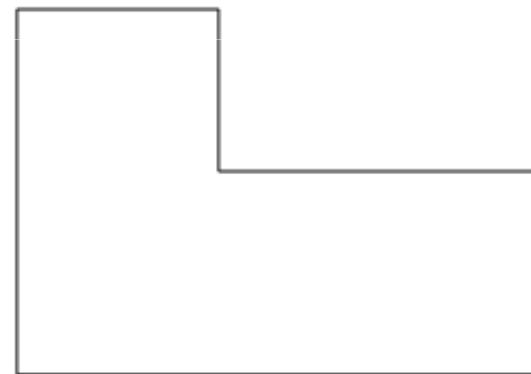


14.37

14.21



15.49



Sisma prevalente y
($y + 0.3 x$)

6.05



5.41

Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
 2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
 3. Previsior
 4. Esame dei risultati del calcolo
 5. Esame delle armature
5. Esame
delle armature

Gerarchia delle resistenze

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



L'armatura a flessione delle travi deve essere definita in base ai risultati del calcolo

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, ecc.) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

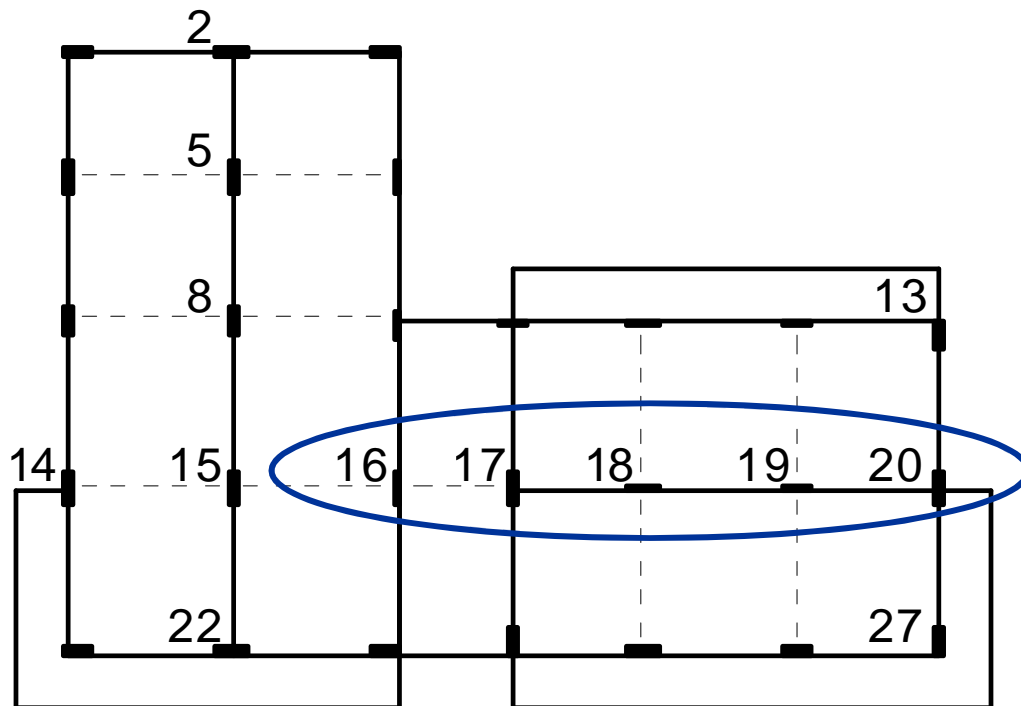
Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- esaminare globalmente gli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
- i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali ?
quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

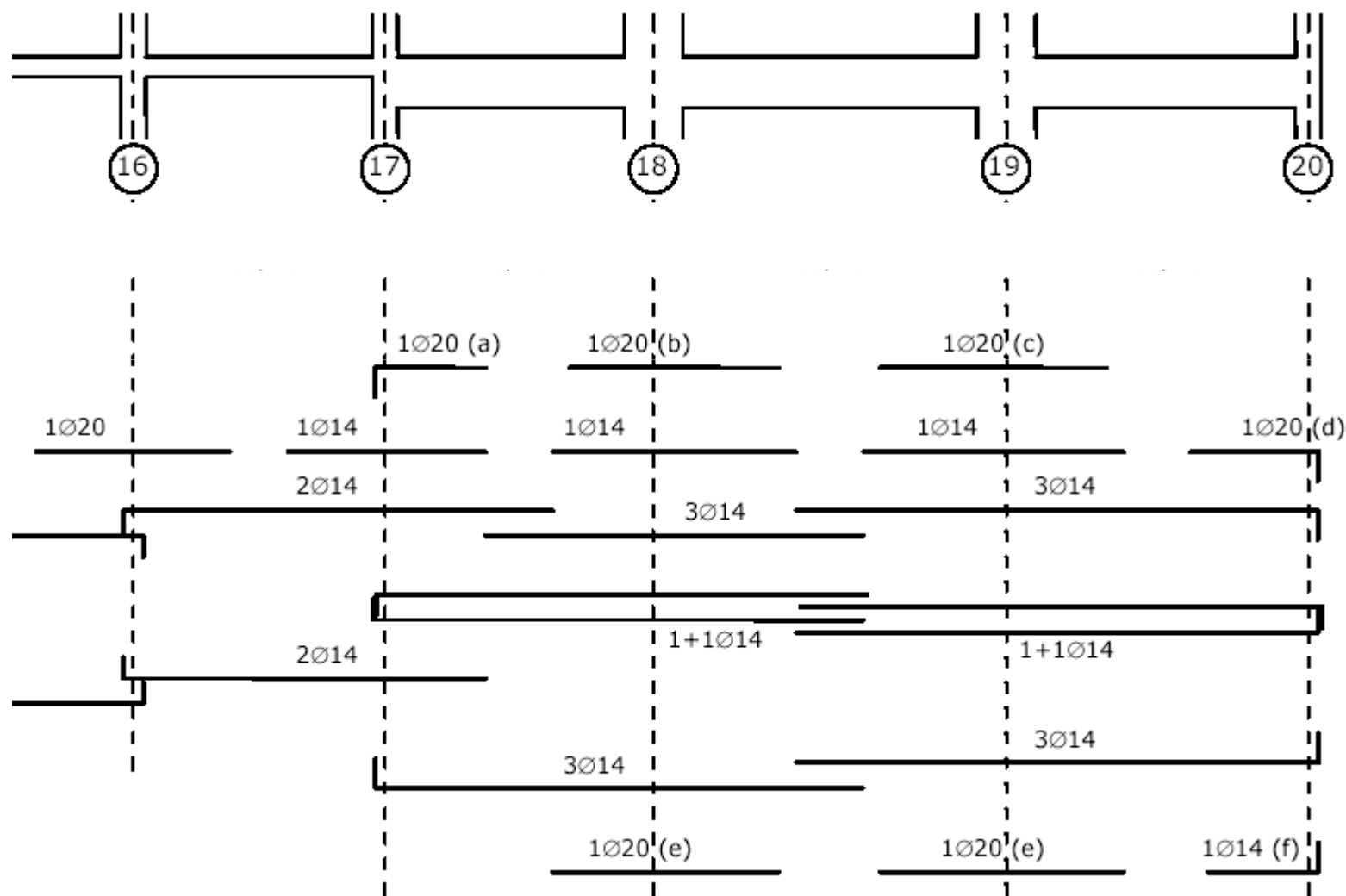
Esame dell'armatura: armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati
Si esamina come esempio la trave 14-20



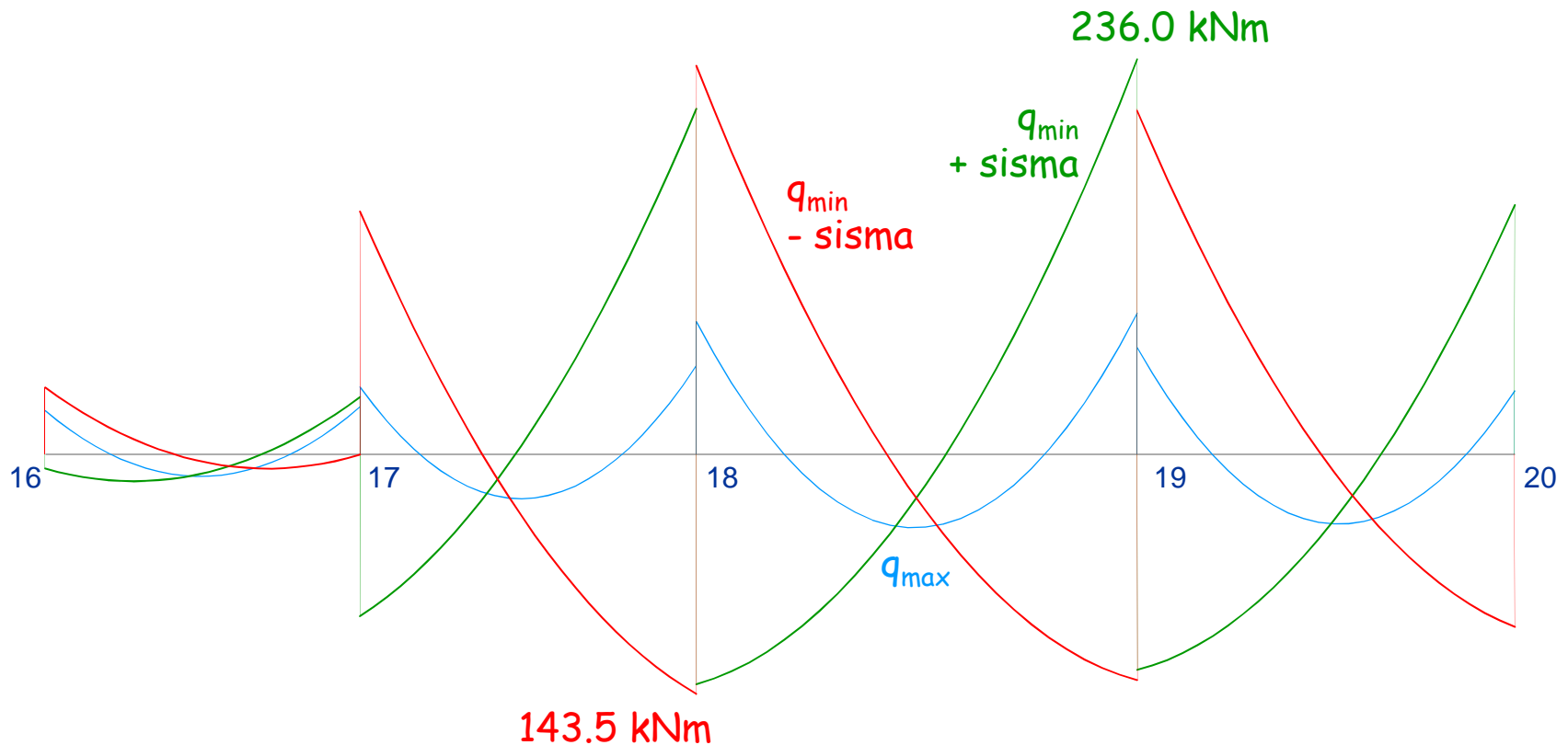
Trave 14-20

armature a flessione



Trave 14-20

diagramma del momento flettente (CD"A")



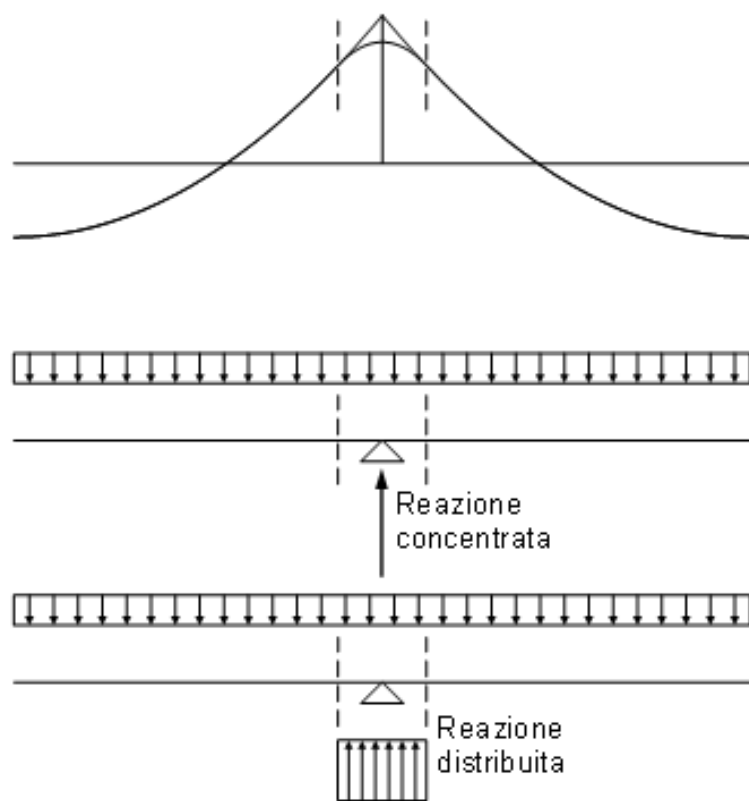
Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

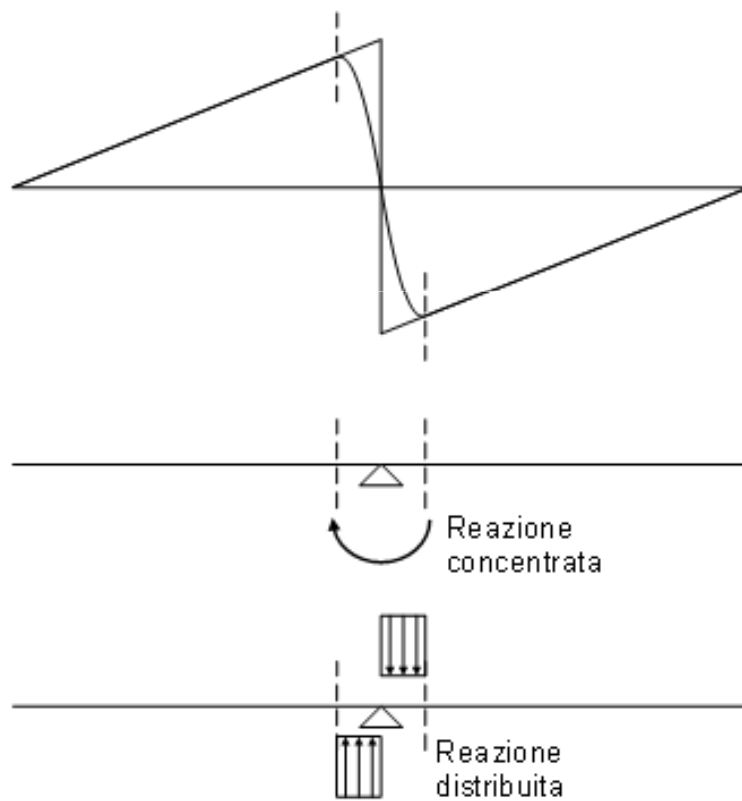
- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

Quali valori di M ?

meglio i valori al filo pilastro



a) carichi verticali



b) azioni orizzontali

Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

Per approfondimenti su progetto e verifica delle sezioni si veda:

- Aurelio Gherzi
Il cemento armato
Dario Flaccovio editore,
maggio 2010



Trave 14-20

verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):

$$M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm (in asse)} \quad 181.9 \text{ kNm (a filo)}$$

Momento resistente:

con semplice armatura
($r = 0.0197$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$$

con doppia armatura
($u=0.25$, $r'=0.0171$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$$

La sezione è pienamente accettabile
(anche senza armatura in compressione)

Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

Trave 14-20

armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo): $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura: $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$ $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$
(l'armatura disposta corrisponde a quella necessaria)

Armatura longitudinale

limiti di normativa

Posto: $\rho = \frac{A_s}{b h} \quad \rho_{\text{comp}} = \frac{A_{s, \text{comp}}}{b h}$

Deve essere: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

$$5.86 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, \text{comp}} + 14.65 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

Armatura longitudinale

limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 $\varnothing 14$ sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

h_{trave} per DC"B"

$1.5 h_{trave}$ per DC"A"

Esame dell'armatura:

armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

- Progettare le staffe con un taglio superiore al massimo che potrà mai aversi nella struttura (imponendo gerarchia delle resistenze)

Nota: sarebbe comunque opportuno avere una resistenza del puntone di calcestruzzo (fragile) maggiore di quella dell'armatura (duttile)

Esame dell'armatura:

armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile :

- L'effetto cerchiante delle staffe aumenta la deformazione ultima del calcestruzzo ed evita l'instabilità delle barre compresse

Nota: questo effetto dipende dal passo delle staffe ma anche dalla presenza di legature; è inutile infittire molto le staffe se è grande la distanza tra i bracci delle staffe (in senso trasversale)

Esame dell'armatura: armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$ per CD "A"

Campata 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q = 31.7 \text{ kN/m}$

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd} \text{ (kNm)}$

-161.1

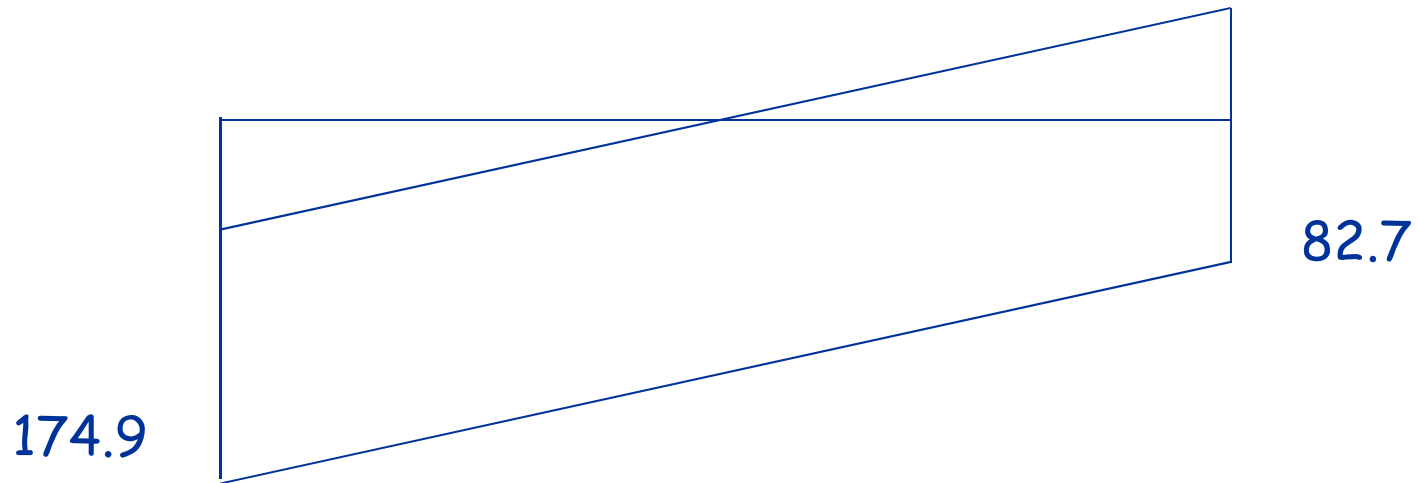
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Campata 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q = 31.7 \text{ kN/m}$

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd} \text{ (kNm)}$

-161.1

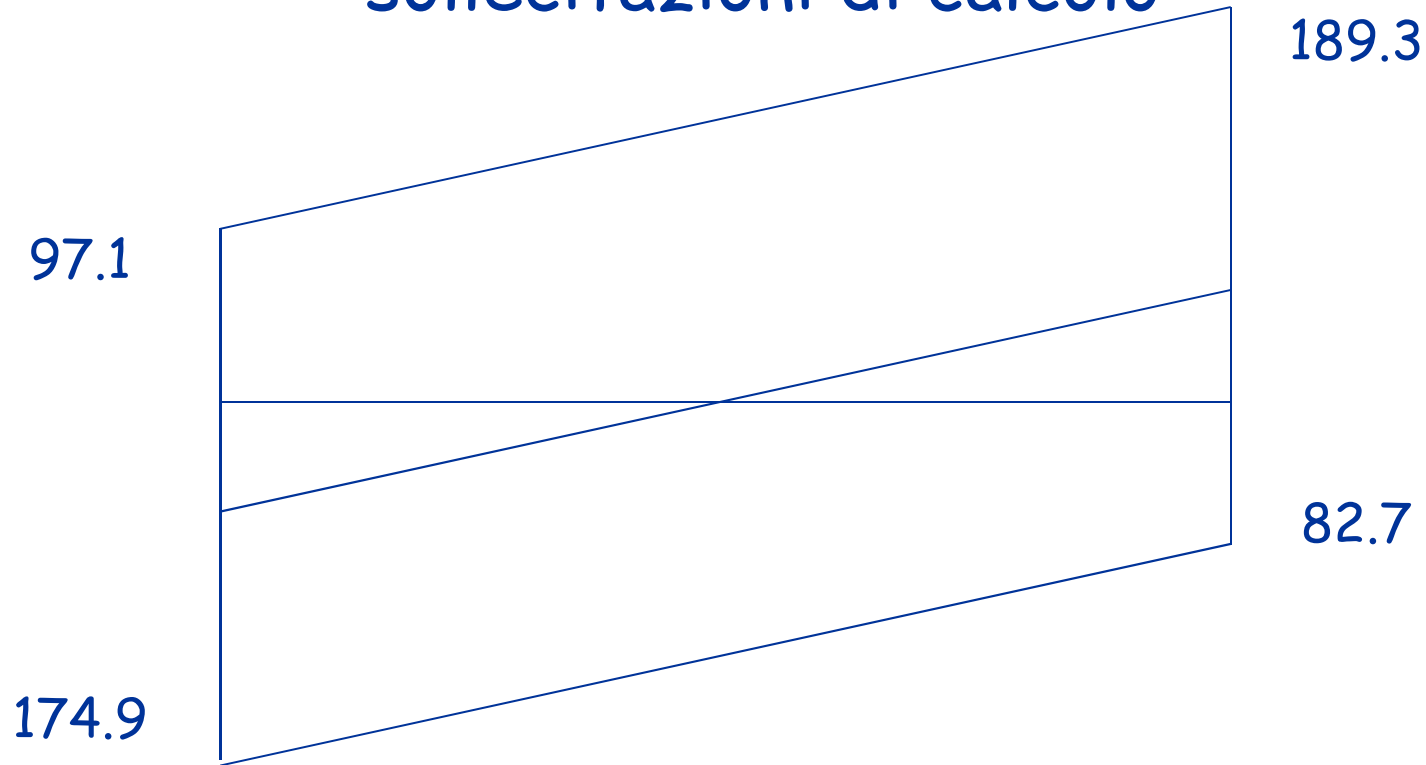
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Armature trasversali (staffe)

Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8 $\varnothing_{\min, \text{tra}}$ (per DC"B") 6 $\varnothing_{\min, \text{tra}}$ (per DC"A")
- 24 $\varnothing_{\text{staffe}}$

avendo $\varnothing 14$: $6 \times 14 = 84$ mm

Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$$V = 189.3 \text{ kN}$$

che richiede
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si possono disporre $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$ alle estremità
($\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere $\varnothing 8 / 8.4$ per i limiti minimi

Nota: per CD "B" si può usare $\cot \theta = 2$

per CD "A" si deve usare $\cot \theta = 1$

Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

- esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- grande attenzione ai pilastri corti
- controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi

per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:
dimensione maggiore del pilastro \geq altezza della trave
armatura totale sui due lati corti del pilastro \geq armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;
l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

Tabella dei pilastri

SEZIONI



A 30x70
4Ø20 + 6Ø14



B 30x70
6Ø20 + 4Ø14



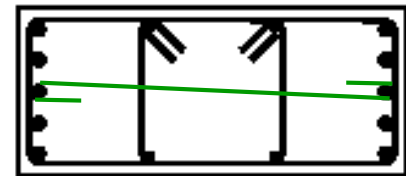
C 30x70
8Ø20 + 4Ø14



A1 30x70
8Ø20 + 2Ø14



B1 30x70
10Ø20



D 30x70
10Ø20 + 4Ø14

Tabella dei pilastri

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70×30	A	A	A	B	C	C
2	70×30	A	A	A	B	C	C
3	70×30	A	A	A	B	C	C
4	30×70	A	A	A	B	B	B
5	30×70	A	A	A	B	B	B
6	30×70	A	A	A	B	B	B
7	30×70	A	A	A	B	B	B
8	30×70	A	A	A	B	B	B
9	30×70	A	A	A	B	B	B
10	70×30	A	A	A	B	B	B
11	70×30	A	A	A	B	B	B
12	70×30	A	A	A	B	B	B
13	30×70	A	A	C	C	D	D
14	30×70	A	A	A	B	B	B

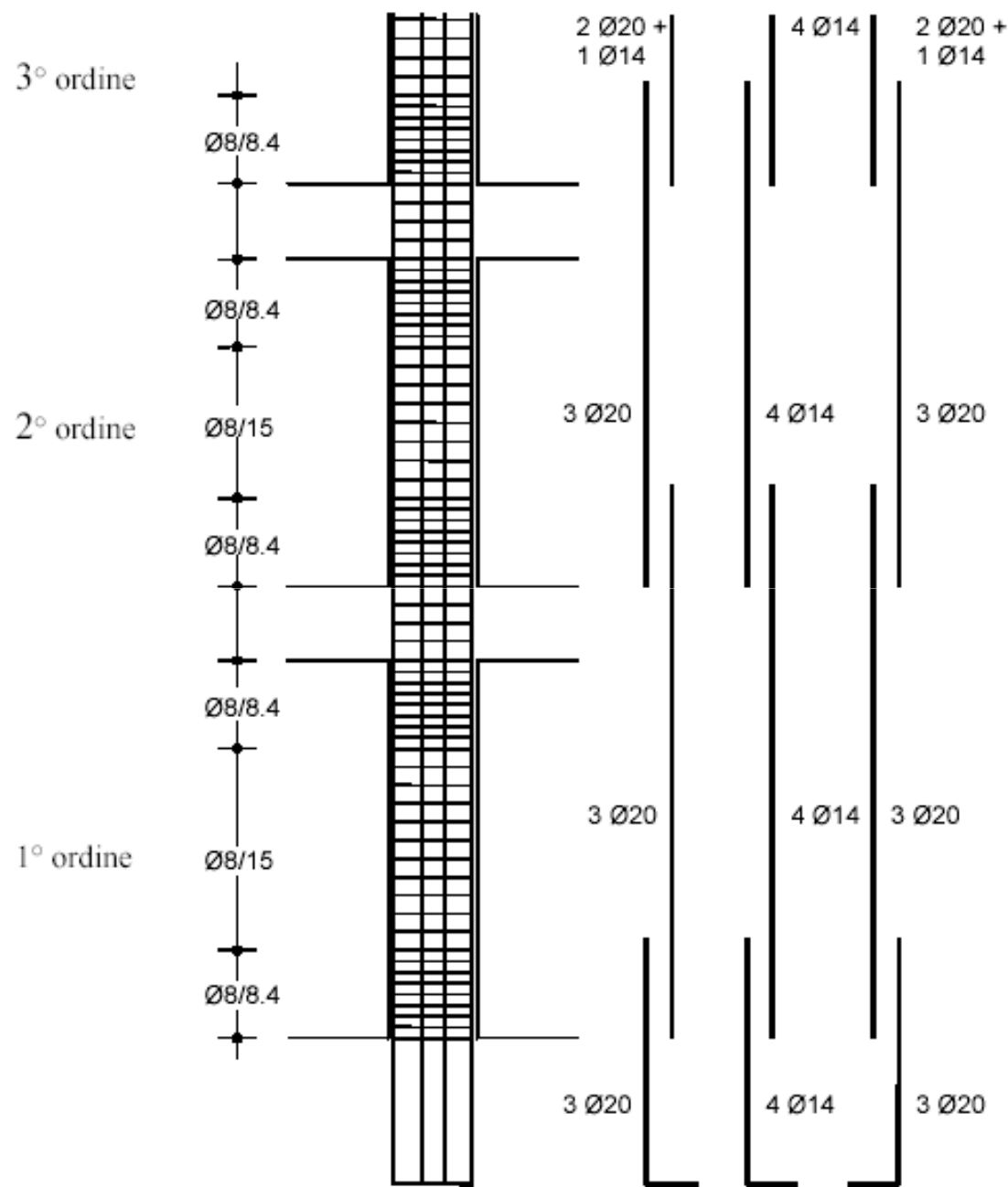
Notare: uniformità e gradualità di variazione delle armature
un po' più armati i pilastri 1, 2, 3

Tabella dei pilastri

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30×70	A	A	A	B	B	B
16	30×70	A	A	A	B	B	B
17	70×30	A	A	A	B	B	B
18	70×30	A	A	A	B	B	B
19	70×30	A	A	A	B	B	B
20	30×70	A	A	C	C	D	D
21	70×30	A	A	A	B	B	B
22	70×30	A	A	A	B	B	B
23	70×30	A	A	A	B	B	B
24	70×30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70×30	A	A	A	B	B	B
26	70×30	A	A	A	B	B	B
27	30×70	A	A	C	C	D	D

Notare: ancora più armati i pilastri 13, 20, 27
armatura più forte sul lato lungo nel pilastro 24

Pilastri: sezione verticale



Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

Sezioni alla base del primo ordine (e in testa all'ultimo)

- Progettate in base ai valori di calcolo

Tutte le altre sezioni

- Non si deve formare un meccanismo di piano
- Le sezioni devono essere progettate in base alla gerarchia delle resistenze

Note:

- L'eventuale plasticizzazione di pilastri "deboli" non ha importanza ai fini di evitare un meccanismo di piano
- L'eventuale plasticizzazione di qualche pilastro "forte" non implica di per sé la formazione di meccanismo di piano

Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai **momenti resistenti delle travi**

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

“per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ ”

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

Esame dell'armatura:

armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

- La rottura fragile dei pilastri è particolarmente critica, perché impedisce di sostenere la struttura sovrastante e provoca il crollo di tutta la struttura

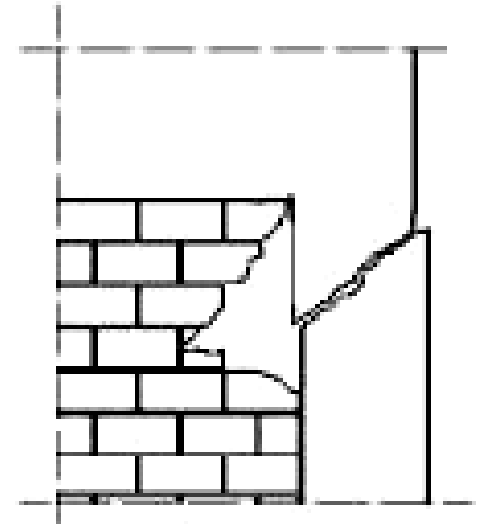
Rottura del pilastro per taglio

Santa Venerina,
2002

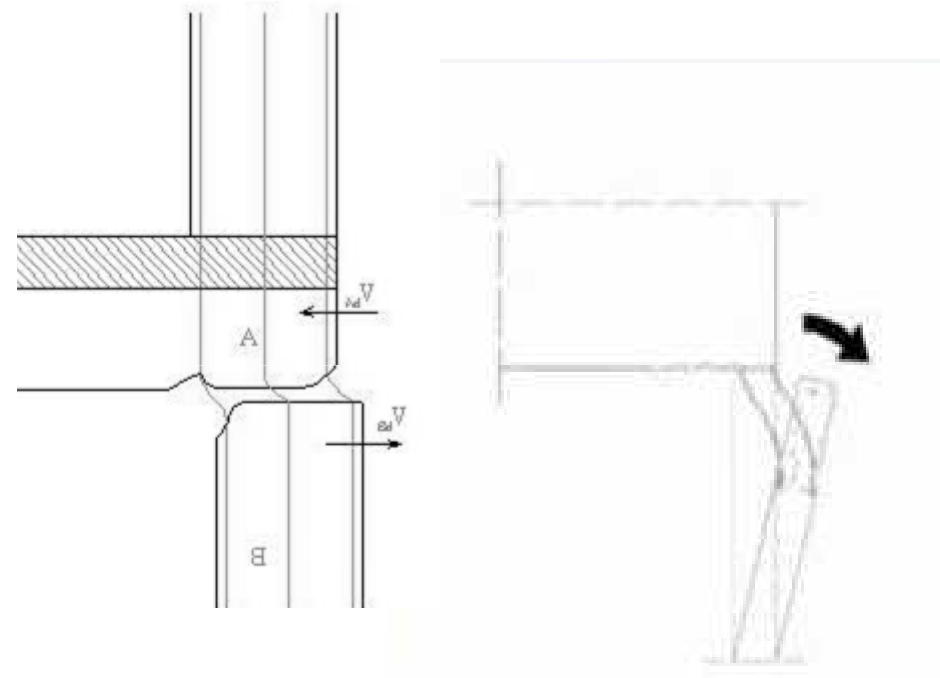
Foto G. Gaeta



Rottura diagonale
della muratura e
propagazione come
lesione a taglio nel
pilastro



Scorrimento tra pilastro e trave



Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Esame dell'armatura:

armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile:

- Teoricamente non si dovrebbero formare cerniere plastiche (tranne che alla base del primo ordine)
- In realtà la distribuzione delle sollecitazioni non corrisponde mai a quella prevista da un calcolo elastico lineare

Esame dell'armatura: armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

$$V = \cancel{\frac{q l}{2}} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$ per CD "A"

Nei pilastri il carico q non c'è

Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

$$\alpha_c = \begin{array}{l} 1 \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \\ 1,25 \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \end{array}$$

per membrane non compresse

per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Zona critica:

dall'estremità del pilastro un tratto pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70:

70 cm

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- $1/2$ (CD"B") o $1/3$ (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- $8 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"B") o $6 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre $\varnothing 8 / 10$

Nella parte centrale si metteranno $\varnothing 8 / 15$

Altri elementi

- pareti
 - hanno problematiche specifiche
- nodi trave-pilastro
 - deve essere presente una buona staffatura nel nodo
 - i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura
- impalcati
 - di solito basta una rete
 - attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato
- fondazioni
 - attenzione nel caso di edifici con pareti

Ulteriori riferimenti per approfondimenti

- Ciclo di corsi di aggiornamento professionale su "Progettazione strutturale e Norme Tecniche per le Costruzioni 2008"
 - Organizzato: da Aurelio Gheresi
 - Sede: Spoleto (PG) dal settembre 2010 al maggio 2011
 - Per informazioni: www.dica.unict.it/users/agheresi
- Corsi di aggiornamento a Imola (BO)
 - "Il cemento armato", 4-6 novembre 2010
 - "Edifici antisismici in c.a.", 18-20 novembre 2010
 - Per informazioni: contattare ing. Tassinari (email c.tassinari@albaprogetti.it)